

Departamento de Ingeniería Civil: Hidráulica y Energética

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS

# **Análisis de procesos de erosión local en márgenes de cauces fluviales con curvatura en planta**

Volumen 1

Autor:

**José M<sup>a</sup> González Ortega**

Ingeniero Agrónomo

Director:

**Eduardo Martínez Marín**

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

2004

# TESIS DOCTORAL

## **Análisis de procesos de erosión local en márgenes de cauces fluviales con curvatura en planta**

Presentada por:

D. José M<sup>a</sup> González Ortega

Dirigida por:

Dr. Eduardo Martínez Marín

### **TRIBUNAL ENCARGADO DE JUZGAR LA TESIS DOCTORAL:**

**Presidente:**

---

**Vocales:**

---

---

---

---

**Vocal Secretario:**

---

**Calificación:**

**Madrid, \_\_\_\_\_ de \_\_\_\_\_ 2004**

## RESUMEN

Entre la gran variedad de elementos que se han venido utilizando a lo largo de la historia para la protección de márgenes de cauces sujetos a procesos de erosión, la protección de escollera o *riprap* ha sido y continúa siendo hoy día uno de los métodos más utilizados en todo el mundo debido principalmente a sus características de flexibilidad, larga duración, facilidad de puesta en obra y reparación y apariencia natural.

Los métodos de cálculo del tamaño de roca existentes en la actualidad presentan una serie de limitaciones entre las que se pueden destacar la utilización de diferentes criterios y parámetros de cálculo, la obtención de resultados muy dispares y la no consideración de los efectos del incremento de velocidad y presencia de corrientes secundarias que tienen lugar en los tramos curvos de los cauces.

Esta tesis se centra, primeramente, en la revisión exhaustiva de los métodos existentes actualmente tanto para el análisis de la estabilidad de la escollera como para el dimensionamiento de protecciones, realizando un amplio estudio comparativo de criterios, parámetros de cálculo y resultados obtenidos por estos últimos. También se analiza el flujo en tramos con curvatura en planta, con especial incidencia en la relación entre la velocidad media del flujo en tramos rectos y la velocidad máxima en tramos curvos, así como en la cuantificación del efecto de las corrientes secundarias producidas en estos últimos.

La tesis propone una nueva metodología para el cálculo de protecciones de escollera en tramos curvos que contempla tanto el incremento en la velocidad media de la corriente que se produce por efecto de la curvatura como la presencia de la velocidad debida a los movimientos secundarios que tienen lugar en una curva. Asimismo, se han elaborado una serie de tablas y gráficos que facilitan la aplicación de la nueva metodología a casos habituales de tramos de cauces con curvatura en planta.

## **ABSTRACT**

Lots of different elements have been used during the history in order to protect the margins of the rivers against the erosive processes. Among these, the riprap protection has been in the past and still today, the most used in the entire world because of its flexibility, durability, easy to place in construction and repair, and of its natural appearance.

Nowadays, the methods of calculation of the rock size present an important number of limitations, such as different criteria and calculation parameters, obtaining results of various diversity. In addition, they do not consider the incremental effects of the velocity and the existence of secondary currents, which has place in the bends of the natural channels.

The goal of this thesis is, at first, to make an exhaustive revision of the different existing methods both for evaluation riprap stability as well as the calculation of the rock size for riverbank protection. Secondly, a wide study of comparison of criteria's, calculation parameters and results has been done. Finally, the flow in river bends has been largely analysed, with special incidence in the relation between average flow velocity in straight stream and maximum flow velocity in bends, and the quantification of the effects of secondary currents.

This thesis propose a new method of calculation for riprap protection in river bends or man-made channels which contemplates both the increase of the average velocity of the flow and the presence of the velocity due to the secondary currents. At the same time, a number of tables and charts has been defined, in order to facilitate the application of the new methodology to solve cases that are usually produced in curved channels.



## Agradecimientos

*A mi director de tesis y gran amigo, Eduardo Martínez Marín*, por su constante ayuda y transmisión de ánimo a lo largo de estos años de trabajo, y sobre todo por su paciencia y confianza en mí.

*A mi mujer, Desirée*, ya que sin su comprensión y continuo apoyo, sobre todo en los momentos más difíciles, esta tesis nunca hubiera salido a la luz. Ella ha sabido asumir en todo momento el trabajo que he dejado de hacer por sacar esto adelante y ha colaborado en la lectura y corrección de los capítulos redactados. Muchas gracias.

*A mis hijos, Tania y Sergio*, por comprender que papá estaba haciendo una tesis y eso significaba que muchos sábados tenía que irse y quitarles horas de juego y dedicación.

*A Rolando Salman, Jacek Kwasniewski y Karen Kreuzman* de la empresa *R.W. Armstrong*, en Indianapolis (E.E.U.U.) por su inestimable colaboración en la búsqueda bibliográfica.

*A Aida Méndez, Victor Miguel Ponce e Ignacio Martínez*, quienes también desde Estados Unidos e Inglaterra me prestaron su ayuda en la localización de referencias bibliográficas.

*A Carmen Plaza* del CEYDE y a *Concepción García* de la biblioteca de la Escuela de Ingenieros de Caminos.

*A Lola Vara* por su ayuda en las labores de digitalización de imágenes.

Al profesor *Francisco Laguna* y a los doctores *Hernán Orellana* y *Sandra García* y por su transmisión de ayuda y ánimo en todo momento.

*A Elisa*, por su amabilidad y contribución en la parte administrativa del trabajo.

*A mis padres*, por su apoyo y confianza, y a todas las personas que, de una forma u otra, me han ayudado en estos años.

***A mi mujer y mis hijos***

# ÍNDICE

## Volumen 1

Listado de símbolos	xv
Listado de figuras	xxii
Listado de láminas	xxvi
Listado de tablas	xxix

### CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes	1
1.2. Justificación y motivación	3
1.3. Objetivos generales	5
1.4. Razones de la investigación	6
1.5. Organización de la tesis	7

### CAPÍTULO 2: ESTABILIZACIÓN Y PROTECCIÓN DE CAUCES

2.1. Introducción	9
2.2. Factores que influyen en el tipo y magnitud de la erosión en márgenes	9
2.3. Factores de tipo geotécnico	11
2.3.1. Características del suelo	11
2.3.2. Parámetros geotécnicos	12
2.3.3. Tipificación de la erosión en márgenes de cauces	14
2.4. Características del fluido y de los sedimentos	17

2.4.1. Propiedades del fluido	17
2.4.2. Propiedades de los sedimentos	18
2.4.2.1. Densidad y peso específico	19
2.4.2.2. Forma	19
2.4.2.3. Tamaño	20
2.4.2.4. Velocidad de sedimentación	21
2.4.3. Propiedades de los sedimentos como conjunto	22
2.4.3.1. Distribución granulométrica	22
2.4.3.2. Peso específico aparente	26
2.4.3.3. Angulo de reposo	26
2.5. Rugosidad y formas del lecho	27
2.5.1. Formas del lecho	27
2.5.2. Relación entre la rugosidad y las formas del lecho	29
2.6. Resistencia al flujo	31
2.6.1. Resistencia al flujo en cauces con lecho fijo	31
2.6.1.1. Fórmulas empíricas	34
2.6.1.2. Fórmulas semiempíricas	36
2.7. Inicio de la erosión	38
2.7.1.- Introducción	38
2.7.2.- Consideraciones teóricas	38

2.7.3.- Equilibrio de una partícula en el lecho	39
2.7.4.- Estudios experimentales: Diagrama de Shields	43
2.7.5.- Otras formulaciones que definen el inicio de la erosión	47
2.8. Métodos de protección de márgenes	51
<b>CAPITULO 3: ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE LA ESCOLLERA</b>	
3.1. La roca: propiedades fundamentales de su uso como protección	56
3.2. La escollera (riprap)	58
3.2.1.- Definición	58
3.2.2.- Características	58
3.2.3.- Aplicabilidad	61
3.3. Análisis de la estabilidad de la escollera	62
3.3.1. Introducción	62
3.3.2. Métodos basados en la estabilidad de una partícula simple	62
3.3.2.1. Método de Ramette (1963)	62
3.3.2.2. Método de Lane (1953)	66
3.3.3. Métodos basados en la estabilidad de una partícula en relación con las que le rodean	70
3.3.3.1. Método de Simons y Senturk (1977)	71
3.3.4. Relación entre tensión tangencial y velocidad	82
3.3.5. Tamaño representativo de los bloques de escollera	85

## **CAPITULO 4: REVISIÓN DE LOS METODOS DE CALCULO APLICABLES AL DIMENSIONAMIENTO DE PROTECCIONES DE ESCOLLERA**

4.1. Introducción	87
4.2. Revisión de los criterios de cálculo existentes	88
4.3. Revisión de la técnica de diseño de las protecciones de escollera ó riprap	96
4.4. Resumen y agrupación de los métodos más utilizados	98
4.5. Revisión de los métodos de cálculo existentes	100
4.5.1. Método del Cuerpo de Ingenieros de los E.E.U.U. (U.S.C.O.E.)	100
4.5.1.1. Método descrito en el manual EM-2-1601 (1970)	100
4.5.1.2. Método descrito en el manual "Hydraulic Design of Flood Control Channels (Julio 1991/Junio 1994)	105
4.5.2. Método de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE)	120
4.5.3. Método del U.S. Bureau of Reclamation (USBR EM-25, Peterka, 1958)	121
4.5.4. Método de la Hydraulic Engineering Circular nº 11 (HEC-11, 1989)	124
4.5.4.1. Método descrito en la Circular de Junio de 1967 ó Método del Bureau of Public Roads	124
4.5.4.2. Método descrito en la Circular de 1989	129
4.5.5. Método del Departamento de Transportes de California. "Bank and Shore Protection Manual" (1970)	137
4.5.5.1. Tamaño de la roca	137
4.5.5.2. Graduación	139
4.5.6. Método del Servicio Geológico de los Estados Unidos (U.S.G.S.)	142

4.5.7. Método de Isbash	143
4.5.8. Método de la Hydraulic Engineering Circular nº 15 (HEC-15)	144
4.5.8.1. La Circular de 1975	144
4.5.8.2. La Circular de 1988	145
4.5.9. Fórmula de Escameia y May (1992)	176
4.5.10. Fórmula de Pilarczyk (1990)	179
 <b>CAPÍTULO 5: ESTUDIO COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS DE CÁLCULO DE PROTECCIONES DE ESCOLLERA</b>	
5.1. Métodos de cálculo seleccionados: parámetros utilizados y tipos de resultados obtenidos	181
5.1.1. Métodos de cálculo seleccionados	181
5.1.2. Parámetros utilizados	182
5.1.3. Tipos de resultados que se obtienen	185
5.2. Ficha técnica de cada uno de los métodos seleccionados	187
5.2.1. Cuadro resumen de características	188
5.2.2. Fichas Técnicas	190
5.3. Agrupación de los métodos de acuerdo a criterios de cálculo similares	203
5.4. Comparación de los resultados obtenidos	205
5.4.1. Grupo A	205
5.4.2. Grupo B	218
5.4.3. Grupo C	243

## **CAPÍTULO 6: FLUJO EN CURVAS**

6.1. Introducción	285
6.2. Ecuaciones básicas	288
6.3. Sobreelevación	291
6.4. Pérdida de energía en curvas	297
6.5. Perfiles transversales de velocidad en curvas para flujo plenamente desarrollado	304
6.6. Relación entre valores de la velocidad en tramos rectos y curvos	308
6.6.1. Estudios publicados por Renjie Xia (ASCE 1997)	308
6.6.2. Estudios empíricos realizados por la California Division of Highways (1970)	309
6.6.3. Estudios realizados por Thorne and Abt (1990)	310
6.6.4. U.S. Army Corps of Engineers. EM 1110-2-1601 (1994)	311
6.6.5. Estudios experimentales realizados por Stephen T. Maynard en curvas del río Mississippi	317
6.6.6. Manual de diseño "Highways in the river environment hydraulic and environmental design considerations" preparado por la Colorado State University para la Federal Highway Administration (1974)	317
6.6.7. Estudios desarrollados por Rozovski (1957)	320
6.6.8. Estudios publicados por Koen Blanckaert y Walter H. Graf (ASCE 2001)	321
6.6.9. Corrección debida al flujo secundario propuesta por Robert S. Bernard (1990)	325
6.7. Cuantificación de la influencia de la curvatura en el tamaño de la piedra para protecciones de escollera: Método del U.S.C.O.E.	329
6.7.1. Talud 1.50 / 1. SF = 1.10	330
6.7.2. Talud 2.00 / 1. SF = 1.20	335
6.7.3. Talud 2.50 / 1. SF = 1.20	340
6.7.4. Talud 3.00 / 1. SF = 1.20	345



## CAPITULO 7: DESARROLLO DE UNA NUEVA FORMULACIÓN PARA EL CÁLCULO DEL TAMAÑO DE ESCOLLERA

7.1. Introducción	350
7.2. Incorporación en el análisis de una fuerza que cuantifica el efecto del flujo secundario que tiene lugar en una curva	351
7.3. Nuevo planteamiento del efecto de la fuerza debida al flujo secundario	363
7.3.1. Proceso de cálculo	365
7.3.2. Casos particulares	368
7.3.2.1. Flujo cuasi-horizontal	368
7.3.2.2. Existencia solamente de movimientos secundarios	369
7.4. Aplicación de la nueva metodología al dimensionamiento de protecciones de escollera en taludes exteriores de tramos curvos	370
7.4.1. Aplicación a casos concretos	371
7.4.1.1. Talud 1.50 / 1	374
7.4.1.2. Talud 2.00 / 1	382
7.4.1.3. Talud 2.50 / 1	390
7.4.1.4. Talud 3.00 / 1	398
7.5. Correlación entre los valores de los parámetros $R/W$ y $K_I$	406
7.5.1. Correlación a partir de los resultados obtenidos con el método del USCOE (1994) y el desarrollado en la presente tesis	406
7.5.1.1. Obtención de una curva de correlación media	421
7.5.2. Comparación con los valores obtenidos en estudios realizados por otros autores	424

## **CAPITULO 8: CONCLUSIONES Y LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS**

8.1. Introducción	429
8.2. Conclusiones	430
8.3. Metodología propuesta y aportación original	437
8.4. Recomendaciones y líneas de investigación futuras	441
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	442

## Volumen 2

### ANEXO N° 1: COMPARACIÓN CUANTITATIVA DE METODOLOGÍAS DE CÁLCULO DE PROTECCIONES DE ESCOLLERA

1.- Datos para la comparación de las diferentes metodologías	1
2.- Comparación general de los resultados obtenidos	7
2.1.- Grupo A	9
2.1.1.- Comparación de los resultados obtenidos	11
2.1.2.- Representación gráfica	13
2.2.- Grupo B	15
2.2.1.- Comparación de los resultados obtenidos	17
2.2.2.- Representación gráfica	20
2.3.- Grupo C	29
2.3.1.- Comparación de los resultados obtenidos y representación gráfica	31

**LISTADO DE SÍMBOLOS**

$A$	Área
$A_L$	Proyección normal a la dirección del flujo del área característica de la partícula
$a, b, c$	Ejes ortogonales ( $a$ es el mayor), con los que se define el factor de forma de Corey
$B$	Anchura
$C$	Centro de gravedad
$C$	Coefficiente de Chezy
$C$	Coefficiente de turbulencia de Isbash
$C$	Constante de circulación del movimiento de vórtice libre
$C_a$	Coefficiente de Chezy en forma adimensional
$C_D$	Coefficiente de arrastre, coeficiente de forma de la partícula (drag coefficient)
$C_L$	Coefficiente de despegue de la partícula (lift coefficient)
$C_r$	Factor de corrección
$C_S$	Coefficiente de estabilidad
$C_{sg}, C_{sf}$	Factores de corrección
$C_T$	Coefficiente de espesor
$C_u$	Coefficiente de uniformidad del material granular
$C_v$	Coefficiente de distribución vertical de velocidad
$C_1, C_2, C_3$	Coefficientes relacionados con el área y la forma de la partícula
$D$	Profundidad
$D$	Diámetro, en general
$D_{50}$	Diámetro medio
$D_g$	Diámetro medio geométrico del sedimento
$D_i$	Tamaño de la partícula para el cuál el $i$ % en peso de la muestra es menor ( $i$ puede ser 10, 15, 30, 33, 50, 65, 75, 84, 85, 90, 100)
$D_{imax}, D_{imin}$	Diámetro máximo y mínimo de cada clase de la muestra de sedimento
$D_m$	Diámetro medio aritmético del sedimento; Diámetro significativo del material (Meyer Peter y Müller)
$D_S$	Diámetro característico de la partícula
$d$	Calado del flujo en general; Calado del flujo en el punto de medida de la velocidad
$d_{avg}$	Calado medio del flujo en el canal principal
$d_i$ ( $i=0$ a $i=100$ )	Diámetro del tamiz para el cuál el $i$ % del material en peso es más fino

$e_i$	Brazos de las fuerzas actuantes sobre una partícula en un talud
$e$	Espesor
$F$	Número de Froude
$\vec{F}$	Vector fuerza
$F_d$	Fuerza de arrastre que ejerce la corriente sobre una partícula (Drag force)
$F'd$	Fuerza de arrastre modificada por el incremento de velocidad principal en un tramo curvo
$F^*d$	Fuerza de arrastre modificada por el efecto de las corrientes secundarias en un tramo curvo
$F_L$	Fuerza de sustentación sobre una partícula debida a la fluctuación turbulenta (Lift force)
$F_n$	Fuerza en dirección normal al plano de apoyo de la partícula
$F_t$	Fuerza en la dirección del plano de apoyo de la partícula
$F_v$	Fuerza que ejerce el fluido sobre la partícula debido a las corrientes secundarias en un tramo curvo
$f$	Coeficiente de fricción de Darcy - Weisbach
$f'$	Coeficiente de fricción asociado a la rugosidad de las partículas
$f''$	Coeficiente de fricción asociado a las formas del lecho
$G$	Punto de giro de la partícula
$G_s$	Peso específico o densidad relativo/a de la partícula
$g$	Aceleración de la gravedad
$H, h$	Altura o desnivel
$i_s, i_n, i_z$	Vectores unitarios
$K$	Factor de forma de la piedra
$K, K_1, K_2, K_i$	Constantes; Coeficientes adimensionales
$K^C$	Coeficiente de sobreelevación
$K_h$	Factor de profundidad
$K_S$	Factor de talud
$K_T$	Factor de turbulencia
$K_l$	Factor de corrección de la inclinación del talud; Ratio entre la tensión tractiva en talud y fondo de un canal
$K_l$	Relación entre la velocidad máxima de la corriente en un tramo curvo y la velocidad media en el tramo recto
$K_2$	Ratio entre las fuerzas tractivas
$K_2$	Relación entre la velocidad asociada a la circulación secundaria en un tramo curvo y la velocidad media en el tramo recto

$k$	Diámetro representativo de la partícula
$k$	Constante adimensional
$k_s$	Rugosidad equivalente de la partícula (Nikuradse)
$k_w$	Diámetro de la partícula de peso específico $w$ lib/pie <sup>3</sup>
$L, l$	Longitud
$L_c$	Longitud de una curva
$L_p$	Longitud de una protección de escollera
$m$	Coeficiente
$m$	Masa de un elemento diferencial
$n$	Coeficiente de rugosidad de Manning
$n$	Porosidad
$P$	Perímetro mojado
$P$	Energía perdida por unidad de longitud de canal
$P'$	Energía perdida por resistencia longitudinal
$P''$	Energía perdida por circulación transversal
$P_i$	Fracción, en tanto por ciento, de cada clase de tamaño
$Q$	Caudal
$q$	Caudal líquido por unidad de anchura (caudal unitario)
$R, r$	Radio de curvatura
$R$	Radio hidráulico
$R'$	Radio hidráulico asociado a las partículas
$R''$	Radio hidráulico asociado a las formas del lecho
$Re$	Número de Reynolds
$R_*$	Número de Reynolds en el contorno
$r_1, r_2, r_c$	Radio interior, exterior y medio de una curva
$r_b, r_0$	Radio interior y exterior de una curva
$S$	Pendiente del lecho del canal, pendiente hidráulica
$S$	Gradiente total de energía
$S'$	Gradiente longitudinal de energía
$S''$	Gradiente transversal de energía
$S''$	Gradiente de energía debido a corrientes secundarias
$S_0$	Pendiente del lecho del canal, pendiente hidráulica
$S_E$	Pendiente de fricción (pendiente de la línea de energía)
$S_f$	Pendiente de fricción (pendiente de la línea de energía)
$S_p$	Factor de forma del material (Corey)
$S_r$	Pendiente transversal de la superficie del agua

$S_s$	Peso específico relativo de una partícula
$S_{xy}$	Potencia de un flujo espiral
$SF$	Coefficiente de seguridad de una partícula frente a la rodadura
$SF_m$	Coefficiente de seguridad para protecciones de escollera sobre taludes sin existencia de flujo
$s$	Sinuosidad
$T$	Anchura de la superficie libre en una sección
$T$	Parámetro de transporte de sedimentos
$TI$	Intensidad de turbulencia
$t$	Espesor
$t$	Tiempo
$U$	Velocidad media del flujo
$U$	Velocidad del flujo cerca de la partícula
$U, U_d$	Velocidad media local (depth averaged velocity)
$U_b$	Velocidad del flujo medida a una distancia del fondo igual al 10 % de la profundidad total
$U_{per}$	Velocidad media máxima permisible
$U_*, u_*$	Velocidad de fricción ó velocidad de corte
$U_*'$	Velocidad de fricción asociada al grano (Einstein)
$U_*''$	Velocidad de fricción asociada a las formas del lecho (Einstein)
$U_{*c}$	Velocidad de fricción en condición crítica
$U_{*b}$	Velocidad de fricción cerca del fondo
$u$	Velocidad longitudinal
$u_a$	Velocidad axial (línea central de corriente)
$u_r$	Velocidad de referencia (a una distancia $y=k$ desde el fondo)
$u_s$	Velocidad contra la piedra
$u_s$	Velocidad en el fondo ¿????
$u_s$	Velocidad a lo largo de una línea de corriente s
$u_*$	Velocidad de corte en régimen turbulento
$u_1, u_2$	Velocidad interior y exterior en una curva
$u, v, w$	Componentes de la velocidad
$V$	Velocidad media del flujo
$V_a, V_{avg}$	Velocidad media del flujo en el canal
$V_{ss}$	Velocidad media local del flujo a una distancia del 20 % de la longitud del talud medida desde el fondo
$V_{xy}$	Vector de velocidad media proyectado en el plano xy



$V_z$	Velocidad de un filamento hacia delante en una curva
$W, W_S$	Peso de la partícula
$W$	Anchura de la superficie libre en una sección
$W_i$	Peso de la roca con un diámetro esférico equivalente a $D_i$
$w$	Velocidad de sedimentación
$w$	Exponente función del tipo de régimen
$x, y, z$	Coordenada
$y$	Distancia medida desde el fondo
$y, y_o$	Calado del flujo
$y_m$	Profundidad del flujo promedio
$y_{oc}$	Calado del flujo asociado a la condición crítica
$y_o^*$	Ordenada de la curva de distribución de velocidad en el punto de intersección con el eje $y$
$Z_i$	Variable aleatoria normalizada
$\alpha$	Pendiente de fondo
$\alpha$	Angulo del talud en un lecho plano
$\alpha, \beta$	Exponentes función del tipo de régimen
$\beta, \delta, \lambda$	Ángulos definidos en la <i>figura 3.4</i>
$\Delta$	Densidad relativa
$\Delta d, \Delta h, \Delta z$	Sobreelevación de la lámina de agua por efecto de una curva
$\Delta s, \Delta r, \Delta z$	Dimensiones de un elemento diferencial de fluido
$\delta$	Espesor de la capa límite
$\delta^*$	Espesor de desplazamiento
$\varepsilon$	Coeficiente
$\phi$	Ángulo de rozamiento interno
$\Phi$	Factor de corrección de la estabilidad
$\gamma$	Peso específico
$\gamma_w, \gamma_w$	Peso específico del agua
$\gamma_s, \gamma_s'$	Peso específico de la partícula
$\eta$	Parámetro de estabilidad de una partícula sobre un lecho horizontal
$\eta'$	Parámetro de estabilidad de una partícula sobre un talud inclinado
$K$	Constante de Von Karman
$\lambda$	Angulo que forma el vector velocidad con la horizontal, medido sobre el plano del talud
$\lambda$	Factor de proporcionalidad
$\lambda^*$	Valor modificado del ángulo $\lambda$ por efecto de las corrientes secundarias en un tramo curvo

$\nu$	Viscosidad cinemática del fluido
$\theta$	Angulo que forma el talud con la horizontal
$\theta$	Angulo de rozamiento interno del riprap
$\theta$	Parámetro adimensional de Shields
$\theta'$	Parámetro adimensional de Shields asociado a las partículas
$\rho$	Densidad de un fluido
$\rho$	Angulo de rozamiento interno (Bank and Shore protection)
$\rho_a$	Densidad del agua
$\rho_s$	Densidad de una partícula
$\tau$	Esfuerzo cortante o fuerza tractiva
$\tau_0$	Esfuerzo cortante en el contorno o fondo
$\tau_0$	Esfuerzo cortante crítico en el talud
$\tau_0'$	Esfuerzo cortante asociado al grano
$\tau_0''$	Esfuerzo cortante asociado a las formas del lecho
$\tau_b$	Esfuerzo cortante en el fondo
$\tau_{bc}$	Esfuerzo cortante en el fondo en condición crítica
$\tau_c$	Esfuerzo cortante en condición crítica
$\tau_{c,b}$	Esfuerzo cortante crítico permisible en el fondo
$\tau_{c,s}$	Esfuerzo cortante crítico permisible en el talud
$\tau_d$	Esfuerzo cortante perteneciente al calado máximo
$\tau_p$	Esfuerzo cortante permisible
$\tau_s$	Esfuerzo cortante medio en el talud
$\tau_{s,s}$	Esfuerzo cortante permisible en el talud
$\tau_s'$	Esfuerzo cortante medio en el talud ignorando la fuerza ascensional
$\psi_{cr}$	Factor de estabilidad

**LISTADO DE FIGURAS**

## CAPÍTULO 2

**Figura 2.1.-** Gráfico de Mohr-Coulomb

**Figura 2.2.-** Mecanismos de fallo de un margen formado por materiales no cohesivos

**Figura 2.3.-** Mecanismos de fallo de un margen formado por materiales cohesivos

**Figura 2.4.-** Mecanismos de fallo de un margen formado por materiales compuestos o estratificados

**Figura 2.5.-** Curva granulométrica

**Figura 2.6.-** Formas del lecho

**Figura 2.7.-** Relación entre el coeficiente de rugosidad “n” de Manning y la forma del lecho

**Figura 2.8.-** Fuerzas actuantes en un volumen de control

**Figura 2.9.-** Velocidades en un lecho rugoso

**Figura 2.10.-** Fuerzas actuantes sobre una partícula en el seno de un fluido

**Figura 2.11.-** Diagrama de Shields

**Figura 2.12.-** Diagrama de Chien

**Figura 2.13.-** Diagrama para el cálculo de la tensión crítica

**Figura 2.14.-** Corrección del diagrama de Shields (Gessler, 1971)

**Figura 2.15.-** Diagrama de Shields modificado (Gessler, 1971)

**Figura 2.16.-** Relación entre la tensión tractiva crítica y el diámetro medio del grano (Lane, 1953)

**Figura 2.17.-** Esquema de una protección de escollera

**Figura 2.18.-** Efecto de los diques transversales sobre la velocidad

**Figura 2.19.-** Efecto de los diques longitudinales sobre la velocidad

## CAPÍTULO 3

**Figura 3.1.-** Fuerzas actuantes sobre una partícula simple

**Figura 3.2.-** Zona de máxima inestabilidad en un talud protegido con escollera

**Figura 3.3.-** Fuerzas actuantes sobre una partícula de roca colocada en el talud de un cauce por el que circula una corriente de agua

**Figura 3.4.-** Definición de las variables usadas por Simons y Senturk para el diseño de una protección de escollera sobre un talud

## CAPÍTULO 4

**Figura 4.1.-** Distribución de la tensión tractiva

**Figura 4.2.-** Distribución de la tensión tractiva en tramos curvos

**Figura 4.3.-** Cálculo de la tensión tractiva en tramos curvos

**Figura 4.4.-** Curva para la determinación del tamaño máximo de la roca en una protección de escollera

**Figura 4.5.-** Procedimiento de diseño de una protección de escollera según HEC-11

**Figura 4.6.-** Velocidad contra la piedra en el fondo de un canal

**Figura 4.7.-** Tamaño de roca que resistirá el desplazamiento en función de la velocidad y de la inclinación del talud

**Figura 4.8.-** Definición de la distribución de flujo en un canal

**Figura 4.9.-** Variables que intervienen en la ecuación (4.43)

## CAPÍTULO 6

**Figura 6.1.-** Esquema de flujo en un canal curvo

**Figura 6.2.-** Líneas de contorno para niveles superficiales iguales y para velocidades hacia delante en el flujo a lo largo de una curva de 180° (según A. Shukry).

**Figura 6.3.-** Flujo en una curva

**Figura 6.4.-** Esquema de flujo en un tramo curvo de un canal

**Figura 6.5.-** Representación gráfica de las funciones  $F_1(\eta)$  y  $F_2(\eta)$ , según Rozovskii

**Figura 6.6.-** Distribución vertical de velocidades transversales de acuerdo a la ecuación de Rozovskii para canales rugosos

**Figura 6.7.-** Estimación de la velocidad media local a lo largo del talud

**Figura 6.8.-** Velocidades de diseño de una protección de escollera sobre un talud en un tramo curvo de un canal natural

**Figura 6.9.-** Velocidades de diseño de una protección de escollera sobre un talud en un tramo curvo de un canal trapezoidal

**Figura 6.10.-** Situación del punto de máxima velocidad en una curva

**Figura 6.11.-** Distribución de la velocidad en un canal trapezoidal

**Figura 6.12.-** Distribución de la velocidad en un talud de un canal

**Figura 6.13.-** Representación esquemática de las corrientes transversales en una curva de un canal

**Figura 6.14.-** Distribución lateral de velocidad

**Figura 6.15.-** Comparación entre la distribución de velocidad calculada y la realmente medida en una curva de un canal

**Figura 6.16.-** Valores normalizados de la velocidad media local ( $U_s/U$ ) y del caudal unitario ( $U_s B h/Q$ )

**Figura 6.17.-** Isolíneas de velocidad aguas abajo normalizada ( $v_s/U$ )

**Figura 6.18.-** Representación del vector de circulación transversal normalizada  $\frac{\sqrt{(v_n^2 + v_z^2)}}{U}$

**Figura 6.19.-** Vista en planta del tramo de canal usado por Bernard

**Figura 6.20.-** Vectores de velocidad media local calculados con la corrección debida al flujo secundario

**Figura 6.21.-** Vectores de velocidad media local calculados sin la corrección debida al flujo secundario

**Figura 6.22.-** Velocidades medias locales en la sección A

**Figura 6.23.-** Velocidades medias locales en la sección B

## CAPÍTULO 7

**Figura 7.1.-** Flujo secundario en una curva de un canal

**Figura 7.2.-** Incorporación al análisis de la nueva fuerza  $F_V$

**Figura 7.3.-** Fuerzas actuantes

**Figura 7.4.-** Vista en dirección normal a la *figura 7.3*

**Figura 7.5.-** Fuerzas actuantes sobre una partícula situada sobre el lecho de un canal

**Figura 7.6.-** Definición de fuerzas y ángulos

**Figura 7.7.-** Geometría del canal considerado

## ANEJO N° 1

**Figura A.1.1.-** Geometría del canal considerado

**LISTADO DE LÁMINAS**

## CAPÍTULO 4

**Lámina nº 4.1 (1).**- Cálculo de velocidades para diseño de protecciones de escollera en tramos curvos (canales naturales)

**Lámina nº 4.1(2).**- Cálculo de velocidades para diseño de protecciones de escollera en tramos curvos (canales trapezoidales)

**Lámina nº 4.2.**- Cálculo del tamaño de escollera ( $D_{30}$ ) en función de la velocidad media local y del calado. (Ecuación (4.25))

**Lámina nº 4.3.**- Corrección del tamaño de escollera  $D_{30}$  obtenido en la lámina 4.2 en función del peso específico de la piedra

**Lámina nº 4.4.**- Corrección del tamaño de escollera  $D_{30}$  obtenido en la lámina 4.2 en función ángulo del talud

**Lámina nº 4.5.**- Corrección del tamaño de escollera  $D_{30}$  obtenido en la lámina 4.2 en función del espesor de la protección y de la distribución vertical de velocidad en curvas

**Lámina nº 4.6.**- Tensión tractiva permisible para suelos no cohesivos

**Lámina nº 4.7.**- Tensión tractiva permisible para suelos cohesivos

**Lámina nº 4.8.**- Solución de la ecuación de Manning para canales trapezoidales con taludes variables

**Lámina nº 4.9.**- Abaco para diseño geométrico de canales trapezoidales

**Lámina nº 4.10.**- N° de Manning ( $n$ ) en función del Radio Hidráulico ( $R$ ) para canales con vegetación clase A

**Lámina nº 4.11.**- N° de Manning ( $n$ ) en función del Radio Hidráulico ( $R$ ) para canales con vegetación clase B

**Lámina nº 4.12.**- N° de Manning ( $n$ ) en función del Radio Hidráulico ( $R$ ) para canales con vegetación clase C

**Lámina nº 4.13.**- N° de Manning ( $n$ ) en función del Radio Hidráulico ( $R$ ) para canales con vegetación clase D

**Lámina nº 4.14.**- N° de Manning ( $n$ ) en función del Radio Hidráulico ( $R$ ) para canales con vegetación clase E

**Lámina nº 4.15.**- Valor del factor  $K_b$  para valores máximos de la tensión tractiva en tramos curvos de canales

**Lámina nº 4.16.**- Longitud  $L_p$  de una protección de escollera aguas debajo de un tramo curvo de un canal



**Lámina nº 4.17.-** Angulo de rozamiento interno de una protección de escollera en función del tamaño medio de la piedra y de la forma de la misma

**Lámina nº 4.18.-** Ratio  $K_1$  entre la tensión tractiva en el talud y la tensión tractiva en el fondo de un canal

**Lámina nº 4.19.-** Ratio  $K_2$  entre las fuerzas tractivas

**Lámina nº 4.20.-** Diseño de una protección de escollera en un canal con pendiente fuerte.  
Canal triangular con  $Z = 3$

**Lámina nº 4.21.-** Diseño de una protección de escollera en un canal con pendiente fuerte.  
Canal trapezoidal con  $B = 2$ ,  $Z = 3$

**Lámina nº 4.22.-** Diseño de una protección de escollera en un canal con pendiente fuerte.  
Canal trapezoidal con  $B = 4$ ,  $Z = 3$

**Lámina nº 4.23.-** Diseño de una protección de escollera en un canal con pendiente fuerte.  
Canal trapezoidal con  $B = 6$ ,  $Z = 3$

**LISTADO DE TABLAS**

## CAPITULO 2

**Tabla 2.1.-** Clasificación de los suelos según el tamaño de partículas

**Tabla 2.2.-** Valores de la cohesión y el ángulo de rozamiento interno

**Tabla 2.3.-** Clasificación de las partículas por tamaño, según Rouse (1950)

## CAPITULO 3

**Tabla 3.1.-** Características principales de la escollera

## CAPITULO 4

**Tabla 4.1.-** Graduaciones para escollera

**Tabla 4.2.-** Variación del coeficiente de seguridad en función de las condiciones del flujo y del canal

**Tabla 4.3.-** Límites de graduación de la roca

**Tabla 4.4.-** Clases de graduación

**Tabla 4.5.-** Guía para determinar la clase de protección de roca

**Tabla 4.6.-** Capas en una protección de escollera

**Tabla 4.7.-** Tensión tractiva permisible para diversos materiales empleados en protección de cauces

**Tabla 4.8.-** Valores del coeficiente de rugosidad de Manning

**Tabla 4.9.-** Valores de  $A_3/A_z$  en función del talud y del ratio calado / anchura del canal

**Tabla 4.10.-** Niveles de turbulencia

**Tabla 4.11.-** Valores del coeficiente C para uso en la ecuación de Escameia y May

**Tabla 4.12.-** Valores de los coeficientes en la ecuación de Pilarczyk

## CAPITULO 5

**Tabla 5.1.-** Parámetros fundamentales utilizados por cada método de cálculo

**Tabla 5.2.-** Relación entre métodos de cálculo, tipos de velocidad y tipos de resultados obtenidos

**Tabla 5.3.-** Resumen de metodologías de cálculo de protecciones de escollera

## CAPITULO 6

**Tabla 6.1.-** Localización de los puntos de máxima depresión superficial (punto d en la figura 6.2) y puntos de separación (punto s en la figura 6.2) para parámetros variables, excepto para  $y/b = 100$ .

## CAPÍTULO 1

### INTRODUCCIÓN

#### 1.1.- Antecedentes

El agua constituye un elemento esencial para la vida y juega un papel primordial en el desarrollo social, económico y humano de los pueblos, determinando en muchos casos el nivel de bienestar y calidad de vida de un grupo social. La historia de florecientes culturas antiguas y de las grandes ciudades actuales nos muestra la importancia de este recurso natural.

Dentro de la relación hombre-agua, el río es un elemento asociado históricamente al hombre, así los primeros asentamientos agrícolas, base del desarrollo de la humanidad, están asociados a un río ya que se ubicaron dentro de sus llanuras de inundación o en los deltas. Egipto, Mesopotamia y zonas de la India y China son claros ejemplos de estos asentamientos.

El río ha sido también utilizado como medio de transporte y como elemento de protección, así gran parte de las fronteras entre estados han utilizado el río para su delimitación, y gran cantidad de núcleos urbanos se han desarrollado en las proximidades de los ríos buscando una mayor facilidad para el aprovisionamiento de agua.

Otro aspecto importante de la relación del hombre con el río es el referente a las actuaciones humanas en los ríos, el estudio de las cuáles es el objetivo de la denominada ingeniería fluvial, disciplina que surge de la aplicación de los conceptos de la hidráulica fluvial a la ingeniería hidráulica, y cuya singularidad radica en que no trata con objetos o procesos creados por el hombre, como la ingeniería hidráulica clásica, sino con elementos naturales, los ríos, que son todos diferentes y en cierta manera "vivos". Quizá ésta sea una de las razones que explique el que la ingeniería fluvial sea una ciencia tradicionalmente empírica, basada en

la observación "in situ", fácilmente arrastrada por la costumbre y de la que es difícil abstraer conocimiento generalizable.

Haciendo un poco de historia de la relación del hombre con el río en base a las obras o actuaciones sobre el mismo, las primeras referencias a obras hidráulicas construidas por el hombre datan del año 4.000 antes de Cristo, en China, Mesopotamia y Egipto. Los romanos son los grandes constructores de la obra pública y de su generalización en el mundo mediterráneo, construyendo multitud de obras relacionadas con el agua como acueductos, canales, puentes, encauzamientos, etc.

Con la caída del Imperio Romano, durante la Edad Media, el conocimiento sufre una larga y profunda ralentización, hasta la llegada del Renacimiento, dónde con la figura de Leonardo da Vinci (1452-1519) se producen grandes avances en el conocimiento de canales y ríos con la introducción de conceptos como *calado*, *pendiente*, *distribución de velocidad*, *resistencia al movimiento*, etc.

A lo largo de los siglos XVII, XVIII y XIX, existieron en Europa y América del Norte varios grupos que contribuyeron notablemente al avance del conocimiento de la hidráulica fluvial, proporcionando una base científica a este conocimiento y aportando importantes contribuciones que han servido de base para posteriores investigaciones.

Finalmente, es durante el siglo XX cuando se han producido los mejores y mayores aportes en el tema del dimensionamiento de obras fluviales y más concretamente de encauzamientos y obras de protección de márgenes; así la práctica totalidad de los métodos de cálculo expuestos en los capítulos 3 y 4 de la presente tesis han sido desarrollados en la segunda mitad del siglo XX.

En este recorrido histórico resumido se puede observar que la hidráulica fluvial es una rama joven de la hidráulica y en constante evolución, tal como demuestran los avances significativos habidos durante el siglo pasado. Sin embargo, el saber actual sobre las leyes que rigen los ríos sigue siendo eminentemente empírico y aún falta mucho por conocer acerca del comportamiento de éstos y de la interacción entre las obras construidas en los mismos y la respuesta de éstos con el paso del tiempo.

## 1.2.- Justificación y Motivación

En el momento actual el concepto de obra fluvial está evolucionando y ampliándose, pasando de la simple idea de una obra en un cauce al concepto más amplio de combinación de actuaciones de diversos tipos sobre el sistema fluvial (estructurales, no estructurales, de gestión, etc.) dónde además la variable medioambiental va adquiriendo día a día una importancia primordial.

Dentro de este posible conjunto de actuaciones, y como parte de ellas, las obras fluviales destinadas a la estabilización y protección de márgenes de cauces como mecanismo de disminución o eliminación de los procesos erosivos en los mismos se están incrementando en número e importancia. Esto no sólo es debido a una mayor sensibilidad social sino también a que la actuación humana sobre el río, principalmente los dragados, las extracciones de áridos y la retención de sólidos en embalses, viene provocando una constante alteración en el equilibrio del sistema, una de cuyas principales consecuencias es la presencia de fenómenos de erosión tanto en elementos artificiales (estribos, pilas de puentes, etc.) cómo en el propio lecho y márgenes del río.

Entre la gran variedad de métodos y elementos que se han venido utilizando para la protección de márgenes de cauces sujetos a procesos de erosión, la protección de escollera, también denominada *riprap* en la literatura existente, ha sido y continúa siendo hoy día uno de los métodos más utilizados en todo el mundo, debido principalmente a sus características de flexibilidad, larga duración, facilidad de puesta en obra, reparación de posibles zonas de fallo y apariencia natural (la cuál se incrementa a medida que la vegetación va colonizando los huecos que quedan entre las piedras).

Sin embargo, el principal problema que existe a la hora de decidir la colocación de una protección de escollera en un emplazamiento determinado es el asociado a la disponibilidad de roca de tamaños adecuados para preparar una graduación óptima, lo que puede suponer en muchos casos que los costes del transporte de la roca desde la cantera a la obra sean mayores que los de la roca misma. A pesar de estas limitaciones, la gran cantidad de roca usada para la construcción de protecciones de escollera requiere disponer de métodos adecuados para el cálculo del tamaño óptimo de la misma, ya que éste es el parámetro más importante a la hora de definir su graduación.

Los métodos de cálculo del tamaño de roca existentes en la actualidad presentan una serie de limitaciones, entre las cuáles se pueden destacar las siguientes:

- a) Muchos de ellos han evolucionado a partir de conceptos de transporte de sedimentos, los cuáles utilizan la tensión tractiva para definir la estabilidad de la partícula. El valor de la tensión tractiva crítica se determina por el conocido diagrama de Shields. La mayor parte de los métodos basados en este concepto utilizan un valor constante del coeficiente de Shields, para casos de flujo turbulento rugoso, o leyes de velocidad de tipo logarítmico para relacionar velocidad con tensión tractiva. Dado que algunos investigadores han encontrado que el coeficiente de Shields varía con la rugosidad relativa y otros que las leyes logarítmicas de velocidad están también afectadas por ésta, resulta que muchos de los métodos de cálculo del tamaño de roca basados en conceptos de rugosidad relativa podrían no resultar aplicables.
- b) Los métodos basados en la tensión tractiva tienen una clara desventaja respecto a los que utilizan la velocidad como parámetro de cálculo, ya que desde un punto de vista práctico de aplicación en ingeniería la tensión tractiva local resulta difícil de medir y de conceptualizar en comparación con la velocidad.
- c) La mayoría de los métodos existentes no tiene en cuenta el efecto de la graduación, espesor y tamaño de la piedra.
- d) Existen métodos de cálculo que están basados únicamente en los resultados de una serie de *test* realizados en unas determinadas condiciones y que necesitarían tanto de una comparación con otros métodos como de la realización de más *test* de comprobación.
- e) Los métodos que utilizan la velocidad como parámetro de cálculo utilizan diferentes tipos de velocidad: velocidad media, velocidad media local, velocidad en el fondo, velocidad contra la piedra, velocidad a una cierta distancia del fondo, etc. Este hecho puede crear cierta confusión en la utilización de los métodos de cálculo.
- f) De entre todos los métodos encontrados en la literatura existente al respecto, tanto los basados en la tensión tractiva como los basados en la velocidad, solamente uno, el desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, tiene en cuenta, a efectos prácticos de cálculo, el efecto de la curvatura en planta sobre el tamaño de piedra en una protección de escollera dispuesta sobre un talud.



Esta serie de aspectos y limitaciones comentadas en cuanto a la metodología de cálculo de protecciones de escollera han llevado al proponente a realizar un exhaustivo análisis de la metodología existente para tratar, posteriormente, de paliar alguna de estas limitaciones.

### 1.3.- Objetivos generales

Los objetivos que se pretenden alcanzar en la presente tesis son los siguientes:

1. *Analizar los métodos actuales que abordan el análisis de estabilidad de una protección de escollera dispuesta sobre un talud, y en especial los que contemplan la realización del mismo en tramos curvos de un canal.*
2. *Realizar una revisión exhaustiva de los criterios y métodos de cálculo del tamaño de roca para su aplicación al dimensionamiento de protecciones de escollera, analizando especialmente los parámetros utilizados por cada uno de ellos, el tipo de resultado que obtiene y el campo de aplicación.*
3. *Agrupación de los métodos de cálculo seleccionados en categorías, de acuerdo a los criterios de cálculo empleados, y planteamiento y realización de una serie de cálculos destinados a obtener el tamaño de roca en el caso de un canal teórico de forma trapezoidal en el cuál se toman diferentes valores de calado, velocidad y talud. Análisis y comparación de los resultados obtenidos para cada uno de los métodos y categorías establecidas.*
4. *Desarrollo de una nueva formulación para el cálculo del tamaño de roca para protecciones de escollera que contemple y cuantifique el efecto del incremento de velocidad y de los movimientos secundarios que se producen en los tramos curvos de los canales. Aplicación de esta nueva metodología, análisis de resultados y comparación con los obtenidos por aplicación de los métodos existentes.*
5. *Elaboración de una serie de tablas y gráficos que faciliten la aplicación de la nueva metodología a una serie de casos de tramos de cauces con curvatura en planta para los valores más usuales de los parámetros hidráulicos y geométricos.*

## 1.4.- Razones de la investigación

El dimensionamiento de protecciones de escollera o riprap, a pesar de ser un tema que ha sido amplia y permanentemente estudiado por numerosos investigadores y organismos, no ha quedado todavía definido y resuelto en la actualidad, sino que sigue siendo un tema abierto dónde constantemente se siguen realizando contribuciones en los diferentes aspectos del mismo.

A pesar de ello, quedan aún aspectos en los cuáles numerosos investigadores han propuesto la necesidad de continuar la investigación como por ejemplo Renjie Xia (1997) en lo referente a la relación entre la velocidad en tramos rectos y curvos, Stephen T. Maynard (uno de los más prolíficos en este campo) (1988) en aspectos como la definición de factores de seguridad apropiados, efectos de la forma y el espesor de una protección de escollera en la estabilidad de ésta, etc.

Dentro de los campos abiertos en el tema abordado, se ha optado en este trabajo por el desarrollo de una investigación de tipo teórico centrada en su parte final en tratar de aportar un factor o coeficiente de corrección que tenga en cuenta la influencia de la curvatura en planta de un canal a la hora de proceder al dimensionamiento de una protección de escollera dispuesta sobre el talud.

Con los resultados y conclusiones obtenidos en este trabajo se pretende poner a disposición del ingeniero hidráulico de un elemento práctico que le sirva de ayuda en el dimensionamiento de protecciones de escollera en taludes de cauces naturales o artificiales, especialmente en el caso de taludes situados en la parte exterior de los tramos con curvatura en planta de los canales.

## 1.5.- Organización de la tesis

La tesis se ha estructurado en ocho capítulos y un anexo encuadrados en dos volúmenes, el primero de los cuáles contiene los ocho capítulos y el segundo el anexo.

En el capítulo **primero** se establecen los antecedentes, la justificación y los objetivos generales de la tesis.

El capítulo **segundo** analiza los factores y aspectos básicos que influyen en los procesos de estabilización y protección de cauces, finalizando con un breve repaso a los métodos más utilizados actualmente en protección de márgenes.

En el capítulo **tercero** se hace una breve introducción a las propiedades y características de la roca y de las protecciones de escollera como paso previo a la exposición de los diferentes enfoques existentes en el análisis de la estabilidad de la escollera.

El capítulo **cuarto** se dedica a la realización de una completa revisión y descripción de los criterios y métodos de cálculo aplicables al dimensionamiento de protecciones de escollera existentes en la literatura.

En el capítulo **quinto** se realiza una agrupación de los métodos de cálculo seleccionados en función de los parámetros utilizados y el tipo de resultado obtenido por cada uno de ellos. A partir de dichos resultados se realiza un completo análisis comparativo, cuyos datos de partida y cálculos realizados se incluyen en el anexo nº 1.

El capítulo **sexto** incluye un completo reflejo del estado del arte en cuanto al flujo en tramos curvos se refiere, haciendo especial hincapié en las investigaciones existentes acerca de la relación entre los valores de la velocidad de la corriente en tramos rectos y curvos.

En el capítulo **séptimo** se desarrolla una nueva formulación para el cálculo del tamaño de la escollera aplicable a protecciones dispuestas sobre el talud exterior de una curva, formulación que surge de la incorporación en la ya existente del incremento de velocidad y del efecto de las corrientes secundarias que tiene lugar en los tramos curvos de los canales.

En el capítulo **octavo** se exponen las conclusiones del trabajo realizado y las posibles líneas de investigación futuras.

Finalmente, el **Anexo nº 1**, encuadernado en tomo aparte, incluye todos los cálculos destinados a la obtención del tamaño de la escollera para todos los casos planteados mediante la aplicación de todos los métodos de cálculo seleccionados. En el punto final del Anexo se incluye la comparación de los resultados obtenidos por los métodos incluidos en cada grupo, apoyado con la inclusión de cuadros resumen y representaciones gráficas de los mismos.

## **CAPÍTULO 2**

### **ESTABILIZACIÓN Y PROTECCIÓN DE CAUCES**

#### **2.1.- Introducción**

Los lechos y márgenes de los cauces naturales están sujetos a procesos de erosión cuando circula por ellos un determinado caudal de flujo. En este capítulo se analizan los aspectos fundamentales que se deben tener en cuenta al abordar un estudio o proyecto de estabilización o protección de márgenes en un cauce natural.

Estos aspectos o factores están relacionados tanto con la geotecnia como con la hidráulica fluvial, es decir son factores geomorfológicos y geotécnicos y factores hidráulicos, estando muchos de ellos relacionados con ambas disciplinas a la vez.

El capítulo finaliza con una breve visión general de los métodos utilizados actualmente en la protección de márgenes.

#### **2.2.- Factores que influyen en el tipo y magnitud de la erosión en márgenes**

La magnitud y el tipo de erosión que se produce en un tramo de un cauce natural viene definida por las características del cauce y las condiciones medioambientales del lugar, únicas para cada tramo de río y para cada situación. Entre las características del cauce que más afectan a los procesos erosivos, se pueden mencionar las siguientes:

- *Condiciones del flujo en el canal*

El flujo en un canal es el factor dominante en el proceso de erosión de las márgenes del mismo, ya que aparte de ser un factor erosivo en si mismo contribuye también en el mecanismo de transporte del material lejos del margen erosionado. La magnitud del caudal y la duración son también factores importantes.

La magnitud del caudal del flujo es directamente proporcional a la magnitud de la erosión en los márgenes del cauce. Experiencias de campo realizadas por la Federal Highway Administration (USA) demuestran que entre un 90 y un 99 % de los procesos erosivos en márgenes de cauces están asociados a episodios de avenidas importantes.

La influencia de la duración de una avenida concreta sobre la estabilidad de los márgenes del cauce puede ser incluso mayor que la magnitud de dicha avenida. El inicio de la erosión en las márgenes es similar al inicio de la misma en el lecho, es decir requiere más energía para vencer la resistencia inicial que para mantenerla una vez iniciada. En el caso de los márgenes, la resistencia creada por la vegetación y otras fuerzas cohesivas, así como la propia resistencia estructural de las partículas del suelo, debe ser vencida primero. Una vez que el margen queda expuesto, el proceso erosivo avanza mucho más rápido y cuanto más tiempo dure la exposición del mismo al flujo de avenida mayor será el efecto de la erosión sobre el mismo.

- *Características de los materiales que forman el margen del cauce*

La resistencia a la erosión de los márgenes de un cauce está íntimamente relacionada con las características de los materiales que constituyen los mismos. Los materiales se pueden clasificar en: cohesivos, no cohesivos y estratificados. La relación que tiene lugar entre los procesos erosivos y el tipo de material que constituye el margen se analiza en apartados posteriores de este capítulo.

- *Vegetación existente en el margen*

La estabilidad de los márgenes puede estar fuertemente influenciada por la vegetación natural existente en los mismos, debido principalmente al efecto ejercido por el sistema radicular de estos. El sistema radicular de la vegetación herbácea y leñosa contribuye a la trabazón entre las partículas del suelo e influye también en el balance de fuerzas debido a la transferencia de tensiones entre suelo y raíces, aumentando de esta forma la resistencia a la erosión de los márgenes. El empleo de vegetación en márgenes ha sido usado con éxito para la estabilización de los mismos frente a gran número de procesos erosivos.

- *Estabilidad del lecho*

Las inestabilidades en el lecho de un cauce se manifiestan a lo largo de procesos de elevación y socavación del mismo. La socavación del lecho afecta indirectamente a la erosión de los márgenes debido a la pérdida de soporte que esto significa para los mismos, lo que se traduce en una mayor probabilidad de fallo por erosión. Por otra parte, si el material del lecho es más resistente a la erosión que el material del margen (por ejemplo en canales con armado

de lecho) la energía erosiva de la corriente afecta más directamente a los márgenes incrementándose los procesos erosivos en los mismos.

## 2.3.- Factores o aspectos de tipo geotécnico

En este punto se pretende destacar los parámetros de carácter geotécnico que más influencia tienen en la estabilidad de los márgenes de un cauce, así como mostrar los tipos de fallos que más frecuentemente se producen en los márgenes de los ríos.

### 2.3.1.- Características del suelo

El suelo se puede definir como un agregado de partículas minerales las cuales se pueden separar mediante el empleo de medios mecánicos suaves, a diferencia de la roca dónde los minerales están conectados mediante fuerzas de carácter fuerte y permanente, no permitiendo normalmente su separación por los mismos métodos. En general serán los márgenes de cauces formados por suelos los que van a requerir su protección frente a la erosión inducida por el flujo circulante, y no así los constituidos por roca, a no ser que ésta se encuentre alterada o deteriorada por algún motivo.

Existen dos tipos básicos de suelos inorgánicos:

- *Suelos cohesivos*: agregados de partículas finas y con formas planas originados a partir de la descomposición de rocas químicamente inestables.
- *Suelos granulares*: formados por partículas de formas regulares y originados a partir del colapso físico de rocas relativamente estables.

El diferente origen de estos dos tipos de suelos se refleja perfectamente en sus propiedades, así el conocimiento de un suelo granular se determina por la energía de su masa mientras que en los suelos cohesivos es la energía superficial de las partículas la responsable de sus características de cohesión, plasticidad y cambios volumétricos.

Entre los muy numerosos sistemas de clasificación de suelos existentes en la literatura geotécnica, uno de los más usados por su facilidad es el que utiliza el tamaño de las partículas. En función del tamaño de éstas se pueden establecer diferentes categorías de suelos que permiten efectuar una valoración previa de los mismos en función de una serie de propiedades que se les asignan. Un ejemplo se puede ver en la *tabla 2.1*, dónde se presentan diferentes categorías de suelos, características de drenaje, y tamaños de partículas entre los que se establecen dichas categorías. La determinación de los tamaños de partícula y la obtención de

las curvas granulométricas se trata en el punto correspondiente a las características de los sedimentos.

**Tabla 2.1.- Clasificación de los suelos según el tamaño de partículas**

Suelo	Tamaño (mm)	Características de drenaje
Arcilla	< 0.002	Impermeable (arcillas intactas)
Limo	0.002 – 0.06	Muy pobre (arcillas alteradas) Pobre
Arena	0.06 – 2.0	Considerable
Grava	2.0 – 60	Bueno
Adoquines	60 – 600	Bueno
Cantos rodados	> 600	Bueno

**Fuente: Escarameia**

### 2.3.2.- Parámetros geotécnicos

La tensión de rotura de una suelo se define como la máxima resistencia que puede oponer ese suelo a una fuerza externa sin romperse. Si se sobrepasa ese valor, se produce un fallo en el suelo que suele traducirse en la aparición de superficies de deslizamiento. Uno de los factores que más influencia tiene en la determinación de la fuerza resistente de un suelo al deslizamiento es la presión intersticial ó subpresión. Un incremento de ésta disminuye la resistencia del suelo a un valor que se suele denominar tensión efectiva de rotura, la cuál se puede expresar matemáticamente como la suma de dos términos, la cohesión efectiva y la fricción interna efectiva:

$$\tau = c' + \sigma_n' \operatorname{tg} \phi' \quad (2.1)$$

siendo:

$c' = c - u$ ; dónde  $c'$  es la cohesión y  $u$  la presión intersticial

$\sigma_n'$ : tensión normal efectiva

$\phi'$ : ángulo de rozamiento interno efectivo



En el caso de suelos no cohesivos, como arenas y gravas,  $c' = 0$  y la ecuación anterior se reduce a:

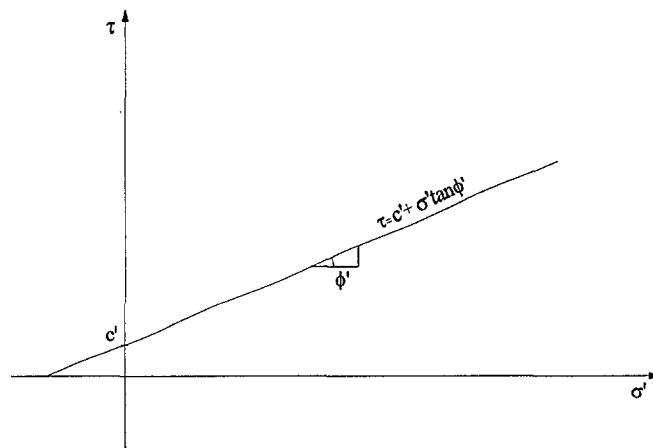
$$\tau = \sigma'_n \operatorname{tg} \phi' \quad (2.2)$$

En los suelos cohesivos, la tensión de rotura depende normalmente de la cohesión y de la fricción interna, aunque puede darse a veces el caso de suelos arcillosos saturados por falta de tiempo para que se produzca drenaje. En estos casos, la tensión de rotura dependería únicamente de la cohesión, con lo que la ecuación (2.1) quedaría:

$$\tau = c' \quad (2.3)$$

El caso normal es que la rotura de los suelos que forman los márgenes de un cauce pertenezca a una categoría intermedia entre los extremos anteriores, es decir suelos cohesivos con fricción interna.

La representación gráfica de la tensión de rotura de un suelo en función de la tensión normal efectiva fue realizada por primera vez en el siglo XVIII por Coulomb (*Figura 2.1*). La línea definida por la ecuación (2.1), denominada línea de Mohr-Coulomb, separa las condiciones de tensión que provocarían una rotura del suelo (por encima de la línea) de las condiciones bajo las cuales el suelo sería estable (por debajo de la línea).



**Figura 2.1.- Gráfico de Mohr- Coulomb**

Los parámetros  $c'$  y  $\phi'$  se obtienen normalmente mediante ensayos de laboratorio, aunque para realizar una estimación previa de estabilidad de los márgenes de un cauce se pueden tomar valores medios que se pueden obtener de tablas, como la *Tabla 2.2*.

**Tabla 2.2.- Valores de la cohesión y el ángulo de rozamiento interno**

Material	Cohesión $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	Angulo de rozamiento interno $\phi$ (°) *		
<i>Arcillas:</i>				
Muy rígida ó dura	> 150			
Rígida	100 – 150			
Firme a rígida	75 – 100			
Firme	50 – 75			
Suave a firme	40 – 50			
Suave	20 - 40			
Muy suave	< 20			
Arena limosa			27 - 34	
<i>Suelos granulares</i>		Redondeado	Redondeado y angular	Angular
<i>Tamaño de partícula (<math>D_{50}</math>)</i>				
< 1 mm		30	~ 33	33 – 35
1 – 10 mm		30 – 32	32 – 36	33 – 40
10 – 100 mm		32 – 37	33 – 40	~ 40
Riprap			40 - 45	

\* Para arena sin compactar, el ángulo de rozamiento interno  $\Phi$  coincide con el ángulo de reposo. Para riprap el valor del ángulo de reposo se encuentra comprendido normalmente entre 35 y 42°

### 2.3.3.- Tipificación de la erosión en márgenes de cauces

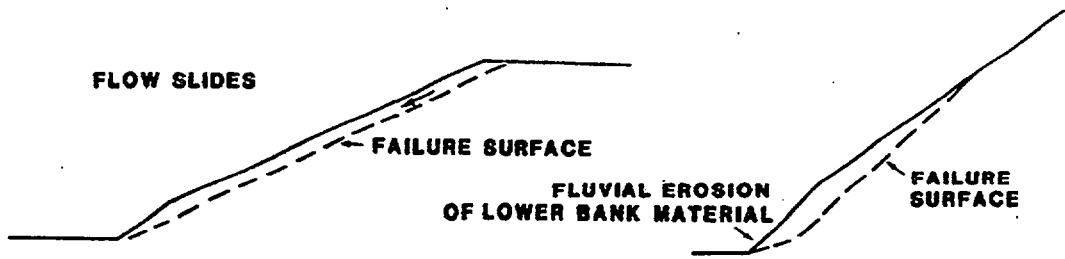
La resistencia a la erosión de los márgenes de un cauce está directamente relacionada con las características del material del que están constituidos. Estos materiales se pueden clasificar en tres clases: *cohesivos*, *no cohesivos* y *estratificados*.

Los márgenes de cauces compuestos por materiales *no cohesivos* son normalmente depósitos heterogéneos de arenas, limos y gravas. Es muy raro encontrar un margen de un cauce natural totalmente incoherente, ya que normalmente existe un cierto grado de cohesividad debido bien a la presencia de limos o de pequeñas fracciones arcillosas presentes en la mezcla, o bien por la existencia de vegetación, cuyas raíces aportan cohesión. Sin embargo cuando la estructura primaria del material que constituye el margen está formada por partículas sueltas, éste se considera *no cohesivo*.

La erosión en márgenes constituidos por este tipo de material puede ocurrir de dos formas:

- Movimiento del material granular que forma la base del talud del margen, el cual depende del tamaño de la partícula, del ángulo del talud y de factores de carácter hidráulico como la velocidad del flujo y la turbulencia. El movimiento del material en esta forma causa erosión en la parte baja del talud provocando un deslizamiento del material de la parte alta del mismo para mantener un talud compatible con el ángulo de rozamiento interno del material que lo constituye.
- Deslizamiento superficial debido a la presión intersticial.

Los dos mecanismos de fallo comentados quedan ilustrados en la *Figura 2.2*



**Figura 2.2.- Mecanismos de fallo de un margen formado por materiales no cohesivos**

Los márgenes de cauces compuestos por materiales *cohesivos* se caracterizan por tener una baja permeabilidad y una alta resistencia a la erosión superficial debido a las fuerzas de naturaleza electroquímica creadas por la cohesión entre las partículas.

Las principales causas de erosión en este tipo de márgenes son la saturación y el drenaje. En suelos cohesivos con un drenaje deficiente la dificultad de disipar las presiones intersticiales provoca un aumento del peso específico del material y una reducción de la tensión interna. El fallo de un margen constituido por este tipo de terreno se produce normalmente por deslizamiento de masas de suelo a lo largo de la superficie de rotura. En este mecanismo de fallo tiene mucha importancia la altura del margen, debido a que ésta condiciona el peso del bloque deslizante. Este mecanismo de fallo queda ilustrado en la *Figura 2.3*.

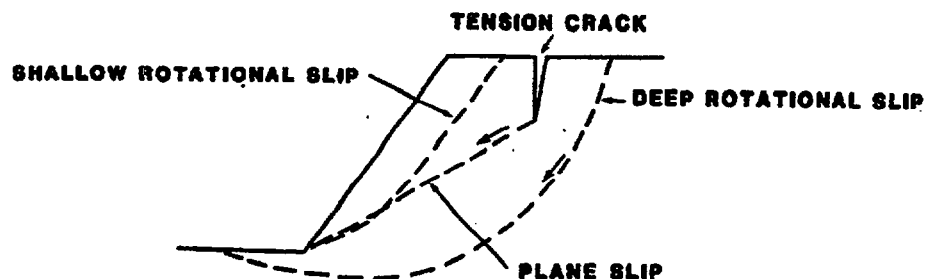


Figura 2.3.- Mecanismo de fallo de un margen formado por materiales cohesivos

Los márgenes de cauces formados por materiales *compuestos ó estratificados* son los más comunes en la naturaleza, al mismo tiempo que los más complejos, ya que son el producto de la deposición de sedimentos por el río en tiempos pasados. Están constituidos por capas de materiales con diferentes características en cuanto a tamaño, permeabilidad y cohesión. Esto hace que las capas de material no cohesivo, más sensibles a la erosión superficial, pueden ser parcialmente protegidas por las capas adyacentes constituidas por material cohesivo, haciéndolas más estables, y al mismo tiempo las no cohesivas pueden servir de ayuda al drenaje de las cohesivas en situaciones de saturación. Sin embargo estas capas de material no cohesivo pueden ser fuente de inestabilidad del margen debido a fenómenos de filtración interna, pudiendo causar el fallo de éste. Este mecanismo de fallo queda ilustrado en la Figura 2.4.

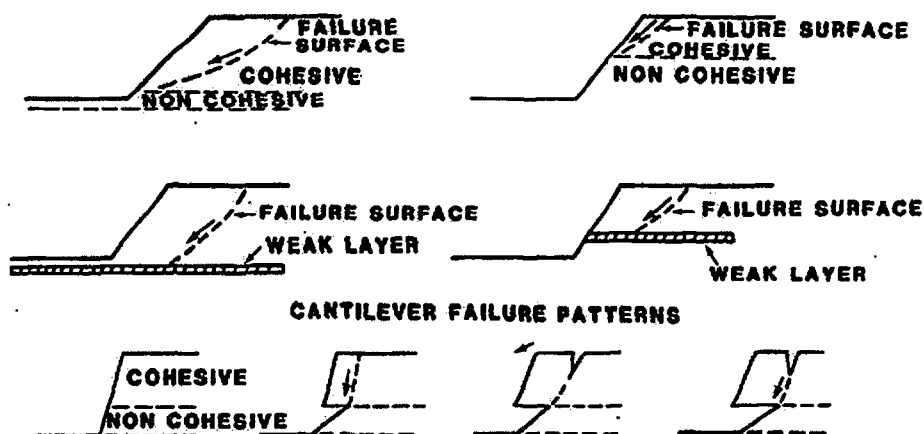


Figura 2.4.- Mecanismo de fallo de un margen formado por materiales compuestos ó estratificados

## 2.4.- Características del fluido y de los sedimentos

Para abordar el estudio de los aspectos hidráulicos asociados al dimensionamiento de una protección en un cauce es necesario profundizar en el análisis del contorno del propio movimiento del río. Este contorno, que va a constituir el perímetro mojado, está formado por materiales que permanecerán estables o no, dependiendo de las condiciones del flujo y de las características propias de dichos materiales. Todo esto lleva a que en hidráulica fluvial resulta básico tanto el estudio de los sedimentos, por ser estos los que geológicamente han formado el cauce del río, como el de la propia corriente hidráulica que puede arrastrarlos y depositarlos, modificando de esta forma el cauce. En resumen, se puede decir que los sedimentos forman el cauce y son a su vez objeto de transporte constituyendo el caudal sólido que circula inmerso en el caudal líquido del río. Es importante, por tanto, analizar y revisar las propiedades tanto del fluido que circula como de los sedimentos que constituyen el contorno.

### 2.4.1.- Propiedades del fluido

Considerando, en principio, como fluido el agua, las propiedades más relevantes en relación con el tema que aquí se trata son: *peso específico, densidad y viscosidad*.

- *Peso específico*

Se define en general como el peso de una sustancia contenida en la unidad de volumen, dependiendo del campo gravitacional donde se encuentre el cuerpo. Esta definición implica la no existencia de vacíos en el volumen ocupado por el material. Para el agua se considera habitualmente un valor de  $1000 \text{ kp/m}^3$ .

- *Densidad*

Se define como la masa de una sustancia contenida en la unidad de volumen. La densidad del agua varía con la temperatura, si bien, habitualmente se adopta un valor constante de  $1000 \text{ kgm/m}^3$ .

- *Viscosidad*

Es la propiedad que tienen los fluidos para resistirse al movimiento o a tener una deformación angular. Generalmente, en la Mecánica de Fluidos se habla tanto de la viscosidad dinámica como de la cinemática. La primera es inversamente proporcional a la velocidad con que se produce la deformación o desplazamiento de las partículas y se designa como  $\mu$ , mientras que la segunda es la relación entre la viscosidad dinámica y la densidad del fluido,

designándose por  $\nu$ . La única diferencia entre ambas es que la viscosidad dinámica posee las tres dimensiones físicas fundamentales: masa, longitud y tiempo, mientras que la viscosidad cinemática posee solamente dimensiones de longitud y tiempo.

La viscosidad se ve influenciada por la temperatura. Los valores para el caso del agua considerando una temperatura de 20°C son:

- Viscosidad dinámica ( $\mu$ ) =  $1035 \times 10^{-4}$  Kp s/m<sup>2</sup>
- Viscosidad cinemática ( $\nu$ ) =  $10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s

#### 2.4.2.- Propiedades de los sedimentos

Al hablar de sedimentos, la primera distinción que se hace siempre, ya comentada en el punto 2.3.1, es entre *granulares* ó *no cohesivos* y *cohesivos*.

El *material granular* está formado por partículas sueltas, de tal forma que la fuerza que un líquido debe ejercer para moverlas es función del peso de cada partícula y del rozamiento.

Los *materiales cohesivos* están formados por partículas muy pequeñas unidas unas con otras por fuerzas cohesivas que oponen resistencia a la separación de las mismas. La fuerza de cohesión que impide el transporte de las partículas por la corriente del flujo es mucho mayor que el peso de la partícula. Generalmente estas partículas se transportan en suspensión debido a su reducido peso.

En el caso de protecciones en cauces, la mayoría se realizan con material granular y, por lo tanto, las propiedades más importantes de estas partículas son: *densidad, peso específico, forma, tamaño y velocidad de sedimentación*.

Sin embargo, los sedimentos naturales están formados por una gran variedad de partículas, con diferentes tamaños, formas y velocidades de sedimentación, por lo que el comportamiento de una partícula aislada, sometida a la acción del flujo, difiere completamente de la conducta que tiene cuando forma parte del sedimento como tal.

Por tal motivo, los sedimentos pueden ser estudiados bien como partículas aisladas o bien como conjunto. En el primer caso las propiedades más importantes son las mencionadas anteriormente, mientras que en el segundo serían la distribución granulométrica del sedimento y su peso específico aparente.

### 2.4.2.1 Densidad y peso específico

La *densidad* de una partícula se define como el cociente entre su masa y su volumen. La densidad de una partícula que forma parte de un sedimento es función de su composición. En general estos están formados por cuarzos y feldespatos, por lo que el valor que se toma habitualmente para ésta es del orden de  $2650 \text{ Kg/m}^3$ .

El *peso específico* de una partícula es el cociente entre su peso y su volumen. Para el mismo material mencionado anteriormente, su valor es también del orden de  $2650 \text{ kp/m}^3$ .

La *densidad relativa* de la partícula es el cociente entre su densidad y la del agua. Su valor, en el caso del mismo material, sería de 2,65.

El *peso específico sumergido* de una partícula sólida inmersa en un fluido se define como la diferencia entre el peso específico de la partícula en el aire y el peso específico del fluido en el que está sumergida dicha partícula. En el caso del material anterior sumergido en agua, el valor normalmente tomado es de  $1650 \text{ Kp/m}^3$ .

Con un razonamiento análogo al anterior se puede definir la *densidad sumergida* de una partícula. Tratándose de arenas y agua, como en el caso anterior, su valor será también de  $1650 \text{ kg/m}^3$ .

### 2.4.2.2 Forma

La forma de las partículas es un parámetro importante ya que condiciona su velocidad de sedimentación e influye notablemente en el inicio de su transporte. Tradicionalmente, se ha definido la forma de la partícula a partir de dos magnitudes, *la esfericidad* y *la redondez*, cuya definición es la siguiente:

*Esfericidad*: relación entre la superficie de una esfera de la misma densidad y volumen que el de la partícula y la superficie de la propia partícula. Dado que la esfera presenta la superficie mínima para un determinado volumen, el valor límite superior de la esfericidad es la unidad.

*Redondez*: relación entre el valor medio de irregularidad de la superficie (entrantes y salientes) de la partícula y el radio máximo de la esfera que puede inscribirse en ella.

Estas dos magnitudes son independientes entre sí; así por ejemplo una partícula en forma de cubo tendría baja redondez y alta esfericidad frente a una partícula en forma de disco, la cuál tendría baja esfericidad y alta redondez.

Uno de los parámetros más utilizados para definir la forma de las partículas es el denominado *factor de Corey*, cuya expresión es:

$$Sp = \frac{c}{\sqrt{(a \cdot b)}} \quad (2.4)$$

siendo:

*a, b, c*: longitudes del más largo, del intermedio y del más pequeño de los tres ejes mutuamente ortogonales que pasan por el centro de gravedad de la partícula.

En el caso límite de una esfera  $a = b = c$ , con lo que  $Sp = 1$ , mientras que los valores límites reales oscilan entre 0.4 y 0.90, siendo 0.70 un valor habitual.

$Sp < 0,60$	esquistos, pizarras (materiales lajosos)
$Sp = 0,60 - 0,80$	(valores habituales)
$Sp > 0,80$	material muy redondeado

### 2.4.2.3 Tamaño

El tamaño de la partícula es una de las propiedades más importantes dentro del campo de estudio de este trabajo ya que influye directamente en la velocidad de sedimentación y como consecuencia en el arrastre, y por otra parte influye también en la rugosidad del cauce y como consecuencia en el régimen de velocidades.

Uno de los parámetros más utilizados para caracterizar el tamaño de una partícula es el diámetro de la misma, el cuál se puede definir a su vez de diferentes maneras:

- *Diámetro nominal*: Diámetro de una esfera cuyo volumen sea igual al de la partícula
- *Diámetro equivalente*: Dimensión más pequeña de la malla por la que pasa la partícula
- *Diámetro de sedimentación*: Diámetro de una esfera del mismo material (igual peso específico) cuya velocidad de sedimentación sea idéntica a la de la partícula.

Cada uno de estos tipos de diámetro resulta indicado para un tamaño diferente de partícula; así el diámetro nominal es habitual emplearlo para tamaños de partícula grandes (superiores a las arenas), el diámetro equivalente resulta más adecuado para arenas y el diámetro de sedimentación para la fracción más fina, la que pasa por el tamiz 1/16 mm. (límite entre arenas, limos y arcillas).



#### 2.4.2.4 Velocidad de sedimentación

Es un parámetro de gran importancia ya que afecta a la capacidad de arrastre del río y condiciona de una forma indirecta la forma del lecho. Esto se debe a que una parte de las partículas transportadas por la corriente del río se realiza mediante “saltos”, es decir la partícula es levantada del fondo por la turbulencia y arrastrada por la corriente cuando está cayendo.

La velocidad de sedimentación se define como la *velocidad de caída, ya estabilizada, de una partícula en el interior de un fluido* y se alcanza cuando el peso sumergido está en equilibrio con la fuerza hidrodinámica de arrastre que ejerce el agua sobre la partícula.

La velocidad de sedimentación de una partícula depende de los siguientes parámetros: *diámetro, forma, posición relativa de la misma respecto a la dirección de caída, peso específico (de la partícula y del agua), textura de la superficie de la partícula y viscosidad del agua*. También se ve influenciada por otras condiciones, como la proximidad de la partícula al contorno lateral, la presencia de otras partículas y el flujo de agua en caso de que éste exista.

A pesar de la cantidad de parámetros que influyen en la velocidad de sedimentación de una partícula, se ha obtenido una expresión general para el caso de una partícula con forma esférica. Dicha expresión es la siguiente:

$$W = \sqrt{\left( \frac{4}{3} \frac{g(\gamma_s - \gamma_a)}{C_D} D_s \right)} \quad (2.5)$$

siendo:

$W$  : velocidad de sedimentación (m/s)

$D_s$  : diámetro de la partícula (m)

$C_D$  : coeficiente de arrastre (función del número de Reynolds)

$\gamma_s$  : peso específico de la partícula

$\gamma_a$  : peso específico del agua

Para los casos en los que el régimen es laminar, el coeficiente  $C_D$  toma el valor:

$$C_D = 24/R_e$$

siendo  $R_e$  el n° de Reynolds

$$R_e = \frac{WD_s}{\nu}$$

con lo que el valor del coeficiente de arrastre se puede poner como:

$$C_D = \frac{24\nu}{W D_s}$$

y la velocidad de sedimentación toma la forma:

$$W = \frac{g}{18\nu} \frac{\gamma_s - \gamma_a}{\gamma_a} D_s^2 \quad (2.6)$$

fórmula que corresponde a la conocida *Ley de Stokes*, la cuál es válida para casos de régimen laminar, y aplicable a las partículas de sedimento que cumplan las condiciones siguientes:

- $R_e < 0,1$
- Partículas pseudoesféricas
- Tamaño de partículas del tipo arenas finas, no inferiores donde aparecen fenómenos de tipo eléctrico.

#### 2.4.3.- Propiedades de los sedimentos como conjunto

Las partículas que forman el sedimento se pueden estudiar como un conjunto. La propiedad más importante de las partículas así estudiadas, a efectos de nuestro estudio, es sin duda la distribución granulométrica, siendo otras como el peso específico, la porosidad o el ángulo de reposo, de menor importancia relativa.

##### 2.4.3.1 Distribución granulométrica

El análisis de una muestra natural de sedimentos permite su división en fracciones, de acuerdo con su tamaño. La separación y medida de tamaños se realiza por diversos métodos, en función de estos, así se tiene:

- i) *Tamaños grandes (gravas gruesas y superiores)*: métodos de mezcla directa o habitualmente “in situ”
- ii) *Tamaños medios*: tamizado a través de mallas normalizadas
- iii) *Tamaños finos*: en general, por sedimentación

Existen en la literatura varias nomenclaturas para denominar los diferentes tamaños de partículas. A continuación se incluye, en la *Tabla 2.3*, la de Rouse (1950).

**Tabla 2.3.- Clasificación de las partículas por tamaño según Rouse (1950)**

TIPO	DIAMETRO (mm)	DENOMINACIÓN
GRAVAS	64 - 32	Grava muy gruesa
	32 - 16	Grava gruesa
	16 - 8	Grava media
	8 - 4	Grava fina
	4 - 2	Grava muy fina
ARENAS	2 - 1	Arena muy gruesa
	1 - 1/2	Arena gruesa
	1/2 - 1/4	Arena media
	1/4 - 1/8	Arena fina
	1/8 - 1/16	Arena muy fina
LIMOS	1/16 - 1/32	Limos gruesos
	1/32 - 1/64	Limos medios
	1/64 - 1/128	Limos finos
	1/128 - 1/256	Limos muy finos
ARCILLAS	1/256 - 1/512	Arcillas gruesas
	1/512 - 1/1024	Arcillas medias
	1/1024 - 1/2048	Arcillas finas
	1/2048 - 1/4096	Arcillas muy finas

En cuanto a la representación gráfica de los tamaños, existen diferentes formas de realizarlo: histogramas, polígonos de frecuencia relativa o de frecuencia relativa acumulada, etc.

La representación gráfica más común es la que muestra una distribución de frecuencias acumuladas dibujada en papel semilogarítmico y que se conoce como *curva granulométrica* de una muestra de sedimentos. Su forma es del tipo de la indicada en la *figura 2.5*.

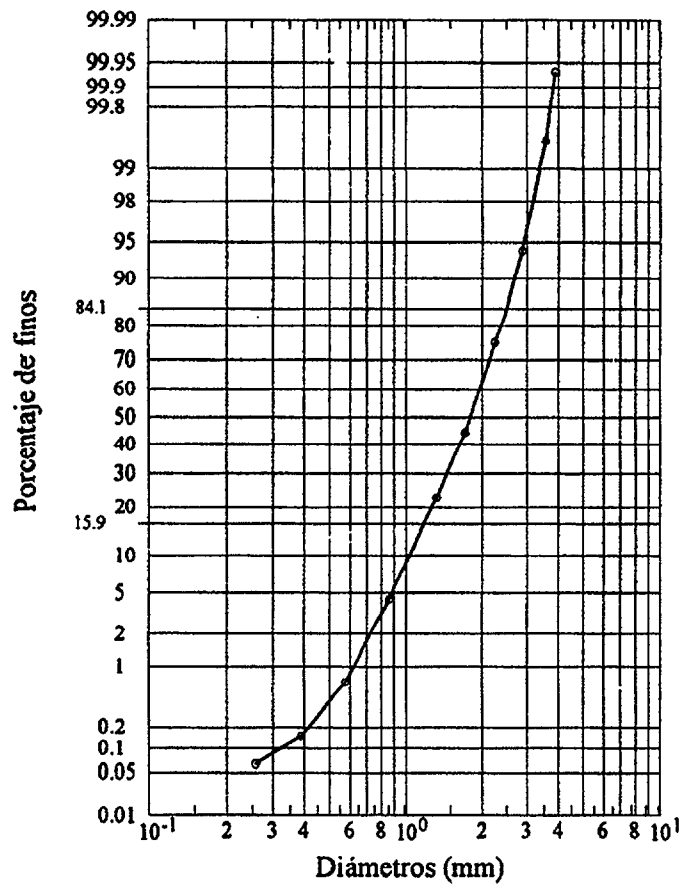


Figura 2.5.- Curva granulométrica

En este diagrama las ordenadas se refieren al tanto por ciento en peso que pasa por un determinado tamiz, cuyo diámetro, a escala logarítmica, se representa en el eje de abscisas.

En un gráfico como el de la figura es fácil determinar cualquier diámetro  $D_i$  de la muestra, donde  $i$  representa el porcentaje en peso de la muestra de las partículas más pequeñas que  $D_i$ . A su vez esta curva se puede dividir en diferentes clases de tamaños, pudiendo analizar así dos parámetros esenciales:

- $P_i$  : fracción en tanto por ciento de cada clase de tamaño
- $D_i$  : diámetro medio de cada clase de tamaño, definido como

$$D_i = \left( D_{i_{max}} D_{i_{min}} \right)^{1/2} \tag{2.7}$$

siendo  $D_{imax}$  y  $D_{imin}$  los valores extremos de cada clase.

Generalmente, en el análisis del transporte de sedimentos, se tienen en cuenta otros diámetros característicos, tales como:

a) *Diámetro medio aritmético,  $D_m$ :*

$$D_m = \sum (D_i P_i)$$

b) *Diámetro medio geométrico,  $D_g$ :*

$$\text{Log} D_g = \sum P_i \text{Log} D_i$$

Otto demostró, en 1939, que la ecuación anterior se puede poner también de la forma:

$$D_g = (D_{84} D_{16})^{1/2}$$

c) *Diámetro mediano,  $D_{50}$ .* Representa la mediana de la distribución, siendo igual al diámetro medio si ésta es simétrica.

d) *Coefficiente de uniformidad,  $C_u$ :*

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

En función del valor del coeficiente de uniformidad, los sedimentos se pueden dividir en varios tipos:

- $C_u < 3$  el sedimento se considera uniforme
- $C_u > 3$  se considera no uniforme y se dice que es un sedimento bien graduado
- $C_u = 1$  el material es uniforme y la curva granulométrica se convierte en una línea vertical.

Diversos autores han utilizado diámetros diferentes como representativos del sedimento. Así, por ejemplo, Einstein propone el  $D_{35}$ , Shields propone el  $D_{50}$ , Meyer-Peter indica un  $D_{90}$  y Keulegan utiliza el  $D_{65}$ .

Las gravas y arenas están presentes generalmente en muchos fenómenos fluviales y se ha comprobado que, en lechos naturales, estos materiales tienen una distribución de tamaños que, expresada en términos de frecuencias acumuladas y dibujada en papel logarítmico, se ajusta bastante bien a una línea recta. Cabe decir entonces que la distribución de los  $\log D_i$  sigue una ley de probabilidad normal o gaussiana, pudiendo escribirse:

$$D_i = D_{50} (\sigma_g)^{Z_i} \quad (2.8)$$

siendo:

$\sigma_g$ : desviación geométrica

$D_i$ : diámetro de la partícula

$i$  : porcentaje en peso de la muestra que representan las partículas menores que  $D_i$

$Z_i$  : variable aleatoria normalizada.

Las expresiones utilizadas habitualmente son las siguientes:

$$D_{50} = (D_{16} D_{84})^{1/2} \quad (2.9)$$

$$\sigma_g = \left[ \frac{D_{84}}{D_{16}} \right]^{1/2} = \left[ \frac{D_{84}}{D_{50}} \right] \quad (2.10)$$

#### 2.4.3.2 Peso específico aparente

Es el peso del material sólido dividido por el volumen total. Varía con la composición mineralógica de los sedimentos (aunque suele ser bastante fija), aumentando cuando la granulometría es abierta (existencia de varios tamaños). Varía también con el tiempo, lo cual resulta importante en limos y arcillas donde el proceso de consolidación condiciona el peso específico.

#### 2.4.3.3 Angulo de reposo

Es el ángulo que forma el material antes de iniciar el movimiento en un talud. Es un parámetro importante para el diseño de cauces estables en tierra. Sus valores más normales están comprendidos entre 29° y 42°, presentando un mínimo para los tamaños entre 1 y 2 mm. Un parámetro que influye bastante en el valor del ángulo de reposo es la redondez, así los sedimentos más angulosos presentan un mayor valor del ángulo de reposo, y los más redondeados menor.

## 2.5.- Rugosidad y formas del lecho

En los tramos medios o bajos de los ríos el cauce está formado por materiales erosionables. Cuando la energía de la corriente hidráulica es lo suficientemente intensa como para iniciar el movimiento, en el fondo del cauce se produce un movimiento de partículas que configura una nueva situación y forma del lecho del río. La superficie en este momento puede no ser plana sino ondulada, originando las formas del lecho. Estas formas están condicionadas por la capacidad de transporte del cauce, pero a su vez configuran la rugosidad del contorno que afecta a la resistencia que éste ejerce sobre el flujo, por lo que se puede afirmar que existe una relación entre los siguientes parámetros:

- Parámetros hidráulicos: calado, caudal, pendiente
- Rugosidad del lecho
- Carga sólida transportada
- Forma geométrica del lecho

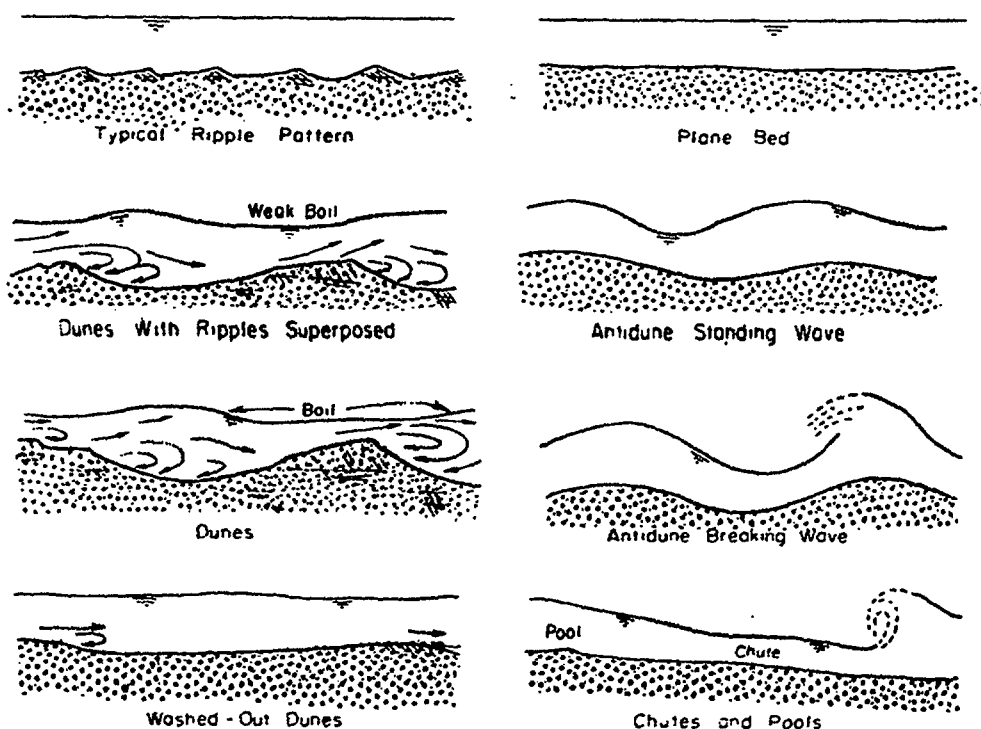
Las formas del lecho se producen con toda propiedad en cauces de arenas, mientras que en ríos de grava y en ríos con materiales gruesos estas formas se presentan de manera menos desarrollada, presentándose a veces el fenómeno del armado de lecho o generándose extensas masas de sedimentos, “bancos” de gravas o arenas.

### 2.5.1.- Formas del lecho

Una vez que los granos comienzan a moverse, y según las condiciones hidráulicas del flujo y las características del sedimento, el lecho del canal o del cauce puede ser plano o presentar ondulaciones. La consideración más importante a tener en cuenta cuando se estudia la resistencia al flujo en cauces naturales está basada en el hecho de que la configuración del contorno no es fija.

La forma y tamaño de las ondulaciones depende del calado, de la velocidad del flujo y del diámetro de las partículas. Sin embargo, no existe aún un criterio unificado para predecir correctamente y de manera precisa la geometría y dimensiones de las formas del lecho. Si se entienden como formas del lecho las irregularidades del fondo de un cauce erosionable de tamaño mayor que el de las partículas que lo constituyen, éstas se pueden clasificar en:

- a) *Lecho plano sin transporte*
- b) *Rizaduras o Ripples (sedimento menor a 0.5 mm)*
- c) *Dunas*
- d) *Lecho plano con transporte*
- e) *Antidunas*



**Figura 2.6.- Formas del lecho**

Así, cuando se estudia un lecho granular, al incrementar poco a poco el número de Froude del flujo, la configuración del lecho cambia de condiciones planas a antidunas, pasando por situaciones intermedias. La figura 2.6 muestra las diferentes formas típicas de las configuraciones que se pueden presentar en un lecho compuesto de sedimentos.

- a) *Lecho plano (Plane Bed)*: Lecho sin elevaciones o depresiones sensiblemente mayores que el tamaño más grande de las partículas que forman el cauce.
- b) *Rizaduras (Ripples)*: Son ondulaciones triangulares con una pendiente moderada en la cara aguas arriba y con unas longitudes de onda menores o iguales que la profundidad del flujo. Se desplazan con cierta celeridad en el sentido del flujo y su distribución en el lecho es irregular. Generalmente se forman en casos de régimen lento y con diámetros pequeños del sedimento.
- c) *Dunas*: A medida que se incrementa la velocidad del flujo, las ondulaciones se caracterizan por su mayor tamaño. La pendiente aguas arriba de la ondulación es más suave. Se presentan vórtices intermitentes en la cara aguas abajo de las dunas que remueven material continuamente. Si la velocidad del flujo se incrementa aún más estas formas desaparecen, evolucionando hacia las condiciones de lecho plano.



y provocando un descenso en la rugosidad del contorno. Sin embargo, las dunas pueden transformarse directamente en antidunas sin necesidad de pasar por la condición de lecho plano con transporte.

- d) *Antidunas*: Las antidunas adoptan una forma aproximadamente sinusoidal y, aunque las partículas se mueven hacia aguas abajo, las ondulaciones pueden permanecer en su lugar o moverse suavemente hacia aguas arriba. Las antidunas mantienen con el tiempo un proceso cíclico. Estas ondulaciones se presentan generalmente cuando el régimen del flujo es muy rápido.

### 2.5.2.- Relación entre la rugosidad y las formas del lecho

La rugosidad en el fondo del lecho viene condicionada fundamentalmente por las siguientes variables:

- El tamaño de las partículas que forman el fondo, el cual se puede considerar que es del orden del tamaño medio ( $D_{50}$ ), aunque hay algunos autores, como Einstein, que consideran el  $D_{65}$ .
- La propia forma del fondo, ya que los propios accidentes del lecho crean una irregularidad y, por tanto, una pérdida de carga adicional

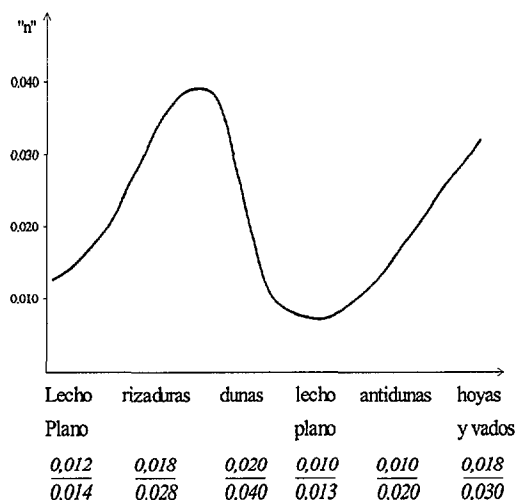
A estos aspectos habría que añadir el de la energía necesaria para mover las partículas que forman el fondo, con lo que existe una gran relación entre transporte, formas del lecho, rugosidad y pérdida de energía del movimiento. Estos aspectos se analizan seguidamente para las distintas fases del movimiento asociadas a las formas del fondo.

- En la etapa de *lecho plano sin movimiento* resultan aplicables las fórmulas de la hidráulica clásica, pudiéndose aplicar la fórmula de Manning con un valor del coeficiente de rugosidad " $n$ " comprendido entre 0.012 y 0.014. Si se opta por el uso de la fórmula de Chezy, el valor del parámetro  $C$  estaría dentro del rango  $15 < \frac{C}{\sqrt{g}} < 22$ . En esta etapa, al no existir movimiento, no hay pérdida adicional de energía.
- Al aumentar la velocidad del flujo comienza el movimiento del lecho, produciéndose las *rizaduras* si  $D_{50} < 0,6$  mm y aumentando la pérdida de energía. En esta etapa, el orden de magnitud del coeficiente de rugosidad " $n$ " de Manning estaría comprendido entre los valores 0,017 y 0,035, y el del parámetro  $C$  de Chezy en el intervalo

$8 < \frac{C}{\sqrt{g}} < 12$ . Cuando se produce este tipo de forma del lecho, la irregularidad del fondo no afecta a la superficie del agua.

- Las *dunas* se producen cuando todavía el movimiento es lento. En esta etapa, la superficie del agua está afectada por las irregularidades del fondo aumentando el transporte y la rugosidad, y como consecuencia la pérdida de energía. Las ondas que se producen en la superficie están en desfase con el fondo (ver figura 2.6) debido a que el régimen es lento ( $F < 1$ ). El valor del coeficiente “*n*” de Manning está en el entorno de 0,020 a 0,040, y el parámetro C de Chezy en el intervalo  $8 < \frac{C}{\sqrt{g}} < 15$ .
- En el caso de movimiento desarrollado en régimen rápido ( $F > 1$ ) se producen las *antidunas*, las cuales producen perturbaciones en la superficie del agua que son reflejo de la forma del lecho (ver figura 2.6). El coeficiente “*n*” de Manning estaría comprendido en este caso entre los valores 0,010 y 0,020 y la C de Chezy en el intervalo  $10 < \frac{C}{\sqrt{g}} < 20$ .
- Si la pendiente del río es grande, con velocidades altas y fuerte transporte sólido, se producen *rápidos con hoyas y vados e incluso resaltos*. El coeficiente “*n*” de Manning es del orden de 0,015 – 0,030 y la C de Chezy  $10 < \frac{C}{\sqrt{g}} < 15$ .

La relación entre el coeficiente de rugosidad “*n*” de Manning y las formas del lecho se representa en la *figura 2.7*.



**Figura 2.7.- Relación entre el coeficiente de rugosidad “*n*” de Manning y la forma del lecho**

## 2.6.- Resistencia al flujo

La resistencia que un cauce erosionable presenta al movimiento del fluido está en función de los parámetros hidráulicos asociados al fenómeno: caudal, calado, rugosidad del cauce, densidad del agua, etc. La existencia, o no, de movimiento del material que forma el lecho separa claramente los dos tipos de formulaciones existentes: las fórmulas clásicas o de lecho fijo de las denominadas fórmulas para lecho móvil, desarrolladas estas últimas a partir de 1950 con la aparición de la fórmula de Einstein.

Las fórmulas más importantes existentes, de cada uno de los tipos, son las siguientes:

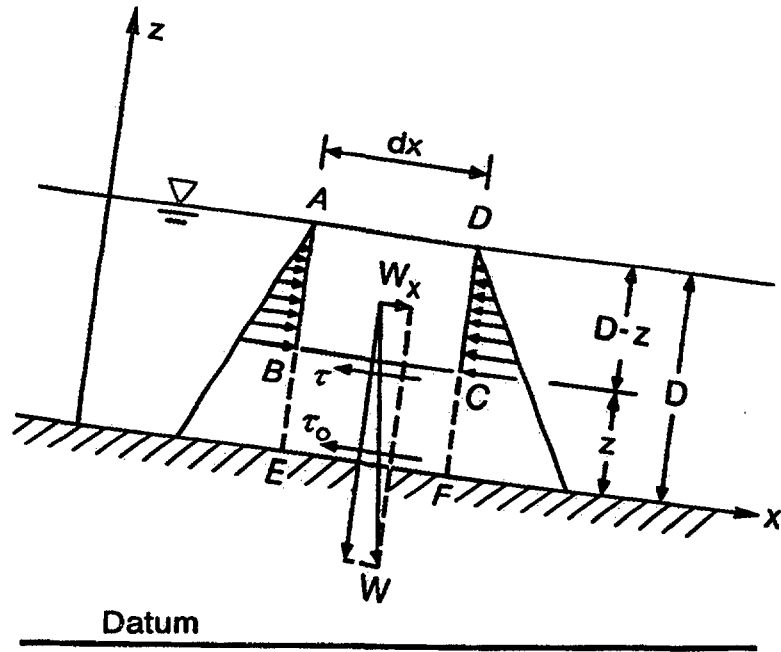
- a) *Fórmulas de lecho fijo*
  - Clásicas
    - Darcy-Weisbach
    - Chezy
    - Manning
  - Semilogarítmicas
  
- b) *Fórmulas de lecho móvil*
  - Einstein
  - Aproximación de Shen
  - Engelund
  - Alan y Kennedy
  - Bajorunas

Debido al objeto y alcance de este trabajo, en este capítulo se expondrán y desarrollarán únicamente las formulaciones que consideran lecho fijo.

### 2.6.1.- Resistencia al flujo en cauces con lecho fijo

Cuando el agua fluye en un canal se desarrolla una fuerza que actúa sobre el lecho de éste en la dirección del flujo. Esta fuerza, la cuál es simplemente el empuje del agua sobre el área mojada, se conoce como fuerza tractiva. En un flujo uniforme la fuerza tractiva se equilibra con la componente efectiva de la fuerza gravitacional que actúa sobre el cuerpo de agua paralela al fondo del canal.

El valor promedio de la fuerza tractiva por unidad de área mojada (fuerza tractiva unitaria) puede obtenerse de la siguiente forma (*figura 2.8*)



**Figura 2.8.- Fuerzas actuantes en un volumen de control**

Se considera un volumen de control  $AEFD$  de longitud  $dx$  y sección transversal  $A$  en un canal de pendiente  $S_0$ . El peso del fluido contenido en el volumen de control es  $\gamma A dx$ , siendo  $\gamma$  el peso específico del agua. La componente del peso del fluido en la dirección  $x$  es equilibrada por la fuerza tractiva, esto es:

$$\gamma A s dx - \tau_0 P dx = 0$$

siendo  $P$  el perímetro mojado.

Entonces, se tiene:

$$\tau_0 = \gamma R S_0 \quad (2.11)$$

siendo  $R = \frac{A}{P}$  el radio hidráulico.

Si en la ecuación (2.11) se divide por la densidad del agua y se extrae la raíz cuadrada en ambos miembros, resulta:

$$U^* = \left[ \frac{\tau_o}{\rho} \right]^{1/2} = \sqrt{gRS_o} \quad (2.12)$$

siendo:

$U^*$  : velocidad de fricción o velocidad de corte

$G$  : aceleración de la gravedad

Generalmente, en canales naturales las condiciones de flujo son turbulentas y se desarrollan sobre superficies hidráulicamente rugosas. Para que se cumpla lo anterior, el número de Reynolds,  $R_e$ , definido en la forma:

$$R_e = \frac{4UR}{\nu}$$

debe ser superior a 4000, debiéndose cumplir además que:

$$\frac{k_s U^*}{\nu} \geq 70 \quad (2.13)$$

siendo, en estas dos últimas ecuaciones:

$K_s$  : rugosidad equivalente de Nikuradse

$U$  : velocidad media del flujo, que está dada por una ecuación de la forma:

$$U = CR^m S_o^n \quad (2.14)$$

siendo:

$m$  y  $n$  : exponentes a los que se asignan valores distintos según diferentes autores

$C$  : especie de coeficiente de fricción que, evidentemente, no es adimensional.

Dentro de las ecuaciones que definen el flujo en cauces con lecho fijo, las más conocidas y utilizadas en la Ingeniería Hidráulica son, probablemente, las siguientes:

- *Formula de Chezy*
- *Fórmula de Manning*
- *Fórmula de Darcy-Weisbach*

### 2.6.1.1 Fórmulas empíricas

#### A) Fórmula de Chezy

Chezy propuso en el año 1775 la siguiente ecuación:

$$U = C\sqrt{RS_o} \quad (2.15)$$

siendo:

$U$  : velocidad media del flujo en la sección transversal (m/s)

$C$  : coeficiente de fricción

El coeficiente  $C$ , con dimensiones  $L^{1/2}/T$  se puede calcular por la siguiente expresión, válida para superficies hidráulicamente lisas, rugosas y en zona de transición:

$$C = 7.83 \text{ Ln} \left( \frac{11.1R}{k_s + 3.3 \left( \frac{v}{U_*} \right)} \right) \quad (2.16)$$

siendo:

$k_s$  : rugosidad equivalente usada por Nikuradse en sus pruebas de laboratorio, y cuyo valor recomendado es el siguiente:

$2D$  En canales de laboratorio con lecho plano, sin transporte, y con partículas de sedimento de tamaño uniforme.

$2D_{84}$  Sedimentos naturales, en el caso de lecho plano, con o sin transporte.

$h$  Altura de las formas del lecho, en el caso de que presente rizaduras o dunas.

#### B) Fórmula de Manning

La fórmula clásica para el cálculo de flujo en canales fue desarrollada por Manning en 1889, y tiene la forma siguiente:

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} S_o^{1/2} \quad (2.17)$$

expresión válida para el sistema internacional y en la que  $n$  es un coeficiente propuesto por dicho autor para representar la rugosidad total, el cual depende de las características del contorno de la sección transversal.

El valor del coeficiente  $n$  para caso de lecho plano, conformado por material granular de tamaño uniforme, se puede obtener a partir de las siguientes expresiones:

- *Strickler (1923)*

$$n = \frac{(D_{65})^{1/6}}{24} = \frac{(D_{50})^{1/6}}{21.1} \quad (D_{50} \text{ y } D_{65} \text{ en m.}) \quad (2.18)$$

- *Meyer-Peter y Muller (1948)*

$$n = \frac{(D_{90})^{1/6}}{26} \quad (D_{90} \text{ en cm.}) \quad (2.19)$$

### C) Fórmula de Darcy-Weisbach

Esta fórmula, que fue desarrollada inicialmente para su aplicación en conducciones forzadas, define el factor de fricción  $f$  como un parámetro adimensional con la siguiente expresión:

$$f = \frac{4\tau_o}{\frac{1}{2}\rho u^2} \quad (2.20)$$

siendo:

$\tau_o$  : esfuerzo cortante medio en el contorno

$\rho$  : densidad del fluido

Sustituyendo el valor de  $\tau_o$  por  $\gamma RS$  y despejando el valor de la velocidad media del flujo, se tiene:

$$U = \left( \frac{8gRS}{f} \right)^{1/2} \quad (2.21)$$

El coeficiente  $f$  se puede obtener a partir del *diagrama de Moody* con la precaución de utilizar el radio hidráulico de la sección ( $D = 4R$ ) en lugar del diámetro, ya que el citado diagrama ha sido elaborado para tuberías de sección circular.

También es posible calcular el coeficiente de fricción  $f$  a partir de la expresión propuesta por Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \operatorname{Log} \left( \frac{k_s}{14.84R} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{f}} \right) \quad (2.22)$$

la cual es válida para flujos turbulentos y para cualquier condición hidráulica de la pared del canal.

### 2.6.1.2 Fórmulas semiempíricas

Según las teorías de Prandtl relacionadas con el desarrollo de la capa límite y los trabajos de Von Karman, la distribución de velocidades, tanto en tuberías como en canales abiertos, para flujo turbulento, sigue una ley del tipo:

$$u = \frac{U_*}{k} \operatorname{Ln} \left( \frac{y_o}{y_{o*}} \right) \quad (2.23)$$

siendo:

$u$ : velocidad del flujo en un punto situado a una distancia  $y_o$  de la solera del canal.

$K$ : constante de Von Karman (de valor 0,40)

$y_{o*}$ : ordenada de la curva de distribución de velocidad en el punto de intersección con el eje Y, la cual fue obtenida experimentalmente por Nikuradse y cuyo valor es:

$$y_{o*} = \frac{k_s}{30}$$

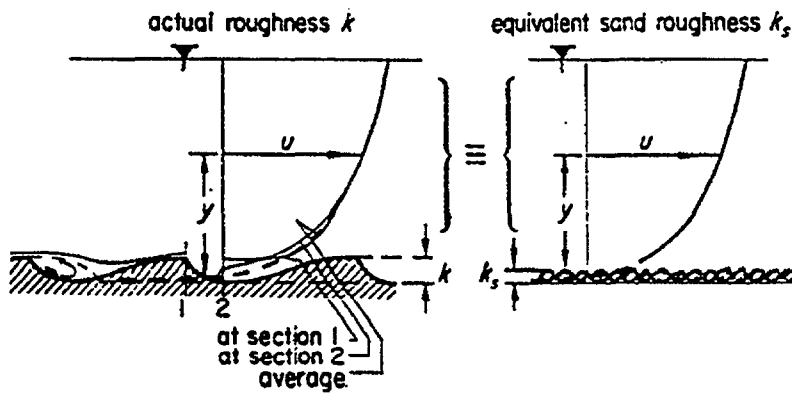
Así, para un flujo turbulento que discurre por un canal ancho con superficie hidráulicamente rugosa se tiene:

$$\frac{u}{U_*} = 2.5 \operatorname{Ln} \left( \frac{30y_o}{k_s} \right) \quad (2.24)$$

Además, se ha llegado a determinar que, en canales anchos ( $R \approx y_o$ ), la velocidad del flujo en un punto situado a una profundidad de  $0.368 y_o$  es igual a la velocidad media. Por lo tanto, y teniendo en cuenta este hecho, la expresión anterior se puede utilizar para deducir otra que permita obtener la velocidad media del flujo  $U$ , siendo ésta la siguiente:



$$\frac{U}{U_*} = 2.5 \operatorname{Ln} \left( \frac{11.1 y_0}{k_s} \right) \quad (2.25)$$



**Figura 2.9.- Velocidades en un lecho rugoso**

La figura 2.9 representa un diagrama típico de la distribución de velocidades, indicando los parámetros mencionados anteriormente.

## 2.7.- Inicio de la erosión

### 2.7.1.- Introducción

La teoría del inicio de la erosión es válida para cauces granulares, no cohesivos ni compactos. La detección del inicio del movimiento es difícil de definir y en general la observación del movimiento de las partículas es también difícil. Los datos más serios disponibles proceden de experiencias realizadas en laboratorio.

La dificultad de la definición del fenómeno estriba en que éste es aleatorio en tiempo y espacio y de hecho es difícil llegar a la conclusión de que el movimiento de partículas ha comenzado. Kramer (1965) define tres estados de movimiento del material del lecho:

- A) *Movimiento inicial o débil*: solamente unas pocas partículas del lecho comienzan a moverse. "Las partículas en movimiento dentro de  $1\text{cm}^2$  del lecho pueden contarse"
- B) *Movimiento medio*: las partículas de diámetro medio comienzan a moverse. El movimiento no tiene un carácter local pero el lecho aún permanece plano.
- C) *Movimiento generalizado (desarrollado)*: todas las partículas están en movimiento. El movimiento se produce en todas las partes del lecho y al mismo tiempo.

La complejidad del fenómeno ha hecho que gran cantidad de investigadores hayan intentado resolverlo y exista una gran diversidad de resultados experimentales.

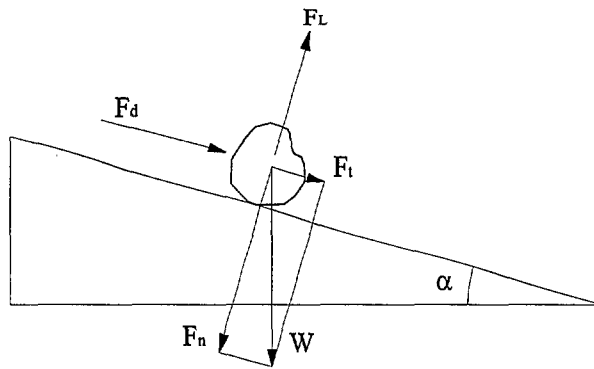
### 2.7.2.- Consideraciones teóricas

El flujo de agua en movimiento ejerce fuerzas sobre las partículas del lecho que tienden a ponerlas en movimiento. Las fuerzas que resisten esta acción del flujo dependen de las propiedades del material del lecho. Si el material del lecho está formado por partículas gruesas como gravas y arenas, las fuerzas que se oponen al movimiento estarán relacionadas principalmente con el peso de las partículas.

Cuando las fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre una partícula alcanzan un valor tal que si éste se incrementa ligeramente la partícula comienza a moverse, esto implica que se han alcanzado las condiciones denominadas críticas. Bajo estas condiciones las fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre una partícula y las fuerzas resistentes que se oponen a éstas están en equilibrio.

### 2.7.3.- Equilibrio de una partícula en el lecho

Las fuerzas actuantes sobre una partícula que descansa sobre el lecho del cauce son las siguientes:



**Fig 2.10.- Fuerzas actuantes sobre una partícula en el seno de un fluido**

$W$ : Peso sumergido de la partícula

$F_d$ : Fuerza de arrastre ejercida por la corriente de agua sobre la partícula (drag force)

$F_L$ : Fuerza debida a la fluctuación turbulenta, que produce una "sustentación" (lift force).

Descomponiendo el peso en sus componentes horizontal ( $F_T$ ) y vertical ( $F_n$ ) y estableciendo el equilibrio de fuerzas en dirección horizontal y vertical, se tiene:

$$F_t = F_d + W \sin \alpha$$

$$F_n = W \cos \alpha - F_L$$

El despegue de fondo de la partícula se producirá cuando:

$$F_L > W \cos \alpha$$

La partícula no tendrá movimiento de rodadura si se cumple:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{F_T}{F_n} = \frac{F_d + W \sin \alpha}{W \cos \alpha - F_L} < \operatorname{tg} \phi$$

siendo:

$\phi$ : ángulo de rozamiento interno

Las fuerzas que intervienen  $F_d$ ,  $F_L$  y  $W$  tienen las siguientes expresiones:

$$W = K_3 D^3 \gamma'_s \quad (2.26)$$

$$F_d = C_D (K_1 D^2) \left[ \rho \frac{u^2}{2} \right] \quad (2.27)$$

$$F_L = C_L (K_2 D^2) \left[ \rho \frac{u^2}{2} \right] \quad (2.28)$$

siendo:

- $C_D$ : coeficiente de forma de la partícula  
 $C_L$ : coeficiente de forma de la sección  
 $K_1 D^2$ : área de la partícula opuesta al arrastre  
 $K_2 D^2$ : área de la partícula sobre la que actúa la fluctuación de la turbulencia  
 $K_3 D^3$ : volumen de la partícula  
 $u$ : velocidad del flujo a la altura de la partícula

$$\rho \frac{u^2}{2}: \text{energía cinética}$$

$\gamma'_s$ : peso específico sumergido de la partícula

Si en la expresión:

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{F_d + W \operatorname{sen} \alpha}{W \cos \alpha - F_L}$$

se sustituyen los valores de  $F_d$ ,  $F_L$  y  $W$  dados en las expresiones (2.26) (2.27) y (2.28), se tiene:

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{\left[ C_D (K_1 D^2) \left( \rho \frac{u^2}{2} \right) \right] + K_3 D^3 \gamma'_s \operatorname{sen} \alpha}{K_3 D^3 \gamma'_s \cos \alpha - C_L (K_2 D^2) \left( \rho \frac{u^2}{2} \right)}$$

y operando se llega a la expresión:

$$\frac{\rho u^2}{\gamma'_s D} = \frac{2K(\operatorname{tg} \phi \cos \alpha - \operatorname{sen} \alpha)_s}{C_D K_1 + C_L K_2 \operatorname{tg} \phi} \quad (2.29)$$

Por otra parte, y suponiendo válida la distribución logarítmica de velocidades, se tiene:

$$\frac{u}{u_*} = A \log \left( \frac{y}{y_0} \right)$$

siendo:

$$u_* = \sqrt{gRS}$$

la denominada *velocidad de fricción*

En general el parámetro  $y_0$  viene dado por una expresión del tipo:

$$\frac{y_0}{K} = \psi \left[ \frac{U_* K}{\nu} \right]$$

y la expresión de la velocidad queda entonces:

$$\frac{U}{U_*} = A \log \frac{Y}{K} - A \log \psi \left[ \frac{U_* K}{\nu} \right] \quad (2.30)$$

Para un valor del calado y del orden de la mitad del tamaño del grano, se tiene:

$$y = D/2$$

$$U = \alpha D$$

$$K = \beta D$$

e introduciendo estos valores en la fórmula (2.30) se tiene:

$$\frac{U}{U_*} = A \log C - A \log \psi \left[ \frac{U_* \beta D}{\nu} \right]$$

Como los coeficientes  $\beta$  y  $C$  dependen de la forma de la partícula, se tiene:

$$\frac{U}{U_*} = \psi \left[ forma; \frac{U_* D}{\nu} \right]$$

Por otra parte, los coeficientes  $C_D$  y  $C_L$  que condicionan las fuerzas hidrodinámicas son también función de la forma de la partícula y del parámetro  $\frac{U_* D}{\nu}$ :

$$C_D = G_D \left( \frac{u_* D}{\nu} \right)$$

$$C_L = G_L \left( \frac{u_* D}{\nu} \right)$$

con lo que la expresión (2.29), que determina el equilibrio de la partícula, queda de la siguiente forma:

$$\rho \frac{U_*^2}{\gamma'_s D} \left[ \psi \left( forma; \frac{U_* D}{\nu} \right) \right]^2 = \frac{2K_3 [\text{tg } \phi \cos \alpha - \text{sen } \alpha]}{G_D \left( \frac{U_* D}{\nu} \right) K_1 + G_L \left( \frac{u_* D}{\nu} \right) K_2 \text{tg } \phi}$$

o bien:

$$\rho \frac{U_*^2}{\gamma'_s D} = \psi \left[ \frac{U_* D}{\nu}; \phi; forma \right]$$

Si se considera en esta expresión, que tanto la forma como el ángulo de rozamiento de las partículas presentan valores independientes una de otra, se llega a otra expresión de la forma:

$$\rho \frac{U_*^2}{\gamma'_s D} = \psi \left( \frac{u_* D}{\nu} \right)$$

Como por otra parte:

$$U_*^2 = gRS = \frac{\tau_0}{\rho}$$

la ecuación anterior toma la forma en la cual fue representada en forma gráfica por Shields (1936):

$$\frac{\tau_0}{\gamma_s D} = \psi \left[ \frac{U_* D}{\nu}; \phi; \text{forma} \right] \quad (2.31)$$

#### 2.7.4.- Estudios experimentales - Diagrama de Shields

El estudio experimental de la capacidad de una corriente para transportar partículas ha sido comúnmente planteado en base a la determinación de las condiciones hidráulicas críticas que dan inicio al movimiento de ellas. En términos generales el inicio del movimiento puede ser expresado como dependiente de los siguientes factores :

- Profundidad del flujo  $h$
- Ancho del canal  $b$
- Tamaño efectivo de los granos  $D_s$
- Velocidad cortante crítica en el umbral del movimiento  $v_{*c}$
- Aceleración de la gravedad  $g$
- Densidad de la partícula  $\rho_s$
- Densidad del fluido  $\rho$
- Viscosidad cinemática del fluido  $\nu$

Del análisis dimensional de estos factores es posible obtener la relación de inicio del movimiento:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D_s} = \frac{\rho v_{*c}^2}{(\gamma - \gamma)D_s} = f\left(\frac{D_s}{h}, \frac{D_s}{b}, \frac{\rho_s}{\rho}, \frac{v_{*c} D_s}{\nu}\right)$$

Cuando el esfuerzo cortante  $\tau_0$  que el flujo ejerce sobre el fondo del canal es menor que un valor crítico  $\tau_c$ , el material del lecho no presenta movimiento; pero si el esfuerzo cortante alcanza o supera este valor crítico, se inicia el movimiento de las partículas.

Los estudios de Shields, presentados en 1936, inician un nuevo concepto en el estudio del transporte de sedimentos y constituyen un intento de otorgar una solución explícita a la ecuación antes escrita, ya que su propuesta está basada en la búsqueda de los parámetros

experimentales determinantes que condicionan el comportamiento de una partícula de sedimento en el instante en que inicia su movimiento, en lugar del análisis mecánico racional hasta entonces realizado. Del análisis dimensional de los parámetros determinantes del movimiento obtuvo la siguiente expresión :

$$\frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} = f\left(\frac{v_* D}{\nu}\right) = f\left(\frac{D}{\delta}\right) \quad (2.32)$$

Donde  $\tau_o$  es el esfuerzo cortante que el flujo ejerce sobre el fondo,  $\gamma_s$  es el peso específico del sedimento,  $\gamma$  es el peso específico del fluido,  $D$  el diámetro de la partícula,  $v_*$  es la velocidad cortante del flujo,  $\nu$  es la viscosidad cinemática del fluido e igual a  $\frac{\mu}{\rho}$  ( $\mu$  = viscosidad dinámica y  $\rho$  = densidad del fluido) y  $\delta$  es el espesor de la capa laminar.

La figura 2.11, conocida como el diagrama de Shields, muestra la función que da solución a la ecuación antes escrita. El valor del parámetro  $\frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D}$  es conocido como la tensión cortante adimensional de Shields ( $\tau_*$ ). La expresión  $\frac{v_* D}{\nu}$  es definida como el número de Reynolds de la partícula ( $Re_*$ ) y refleja el nivel de inestabilidad del flujo en la subcapa laminar. El diagrama de Shields, representado en ejes cartesianos de escala logarítmica, define el inicio del movimiento de una partícula considerando las propiedades del flujo, del sedimento y del fluido. La parte superior de la curva (para un determinado valor de  $\frac{u_* D}{\nu}$ ), define el movimiento de la partícula y la parte inferior determina la situación de reposo.

La tensión adimensional de Shields ( $\tau_*$ ), es una relación entre el esfuerzo cortante de arrastre y el peso del sedimento y define el grado de estabilidad de los granos en reposo, su valor crítico determina el inicio del movimiento en flujo turbulento y fondo rugoso; así mismo, valores menores que el valor crítico caracterizan el reposo de la partícula. El valor del número de Reynolds de la partícula ( $Re_*$ ), describe la relación de fuerzas dinámicas del flujo al nivel de ubicación de la partícula.



En el diagrama de Shields se pueden distinguir tres zonas :

**Zona 1 :** Para valores de  $\frac{u_* D}{\nu} < 3.63$ , el contorno es considerado hidráulicamente liso.

Para valores  $\frac{u_* D}{\nu} < 2$ , Shields propuso una estimación de la relación, ya que no realizó experimentos en este rango; adicionalmente propone que para  $\frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D} = 1$  el valor de  $\frac{u_* D}{\nu}$  es igual a 0.1.

**Zona 2 :**  $3.63 < \frac{u_* D}{\nu} < 70$ . En esta región el contorno del canal presenta un estado de transición de liso a rugoso. El valor mínimo de  $\frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D}$  se encuentra en esta zona y tiene un valor aproximado de 0.032, y recíprocamente el valor de  $\frac{u_* D}{\nu}$  es de 10 .

**Zona 3 :**  $\frac{u_* D}{\nu} > 70$ . En esta zona el contorno es completamente rugoso y el valor de  $\frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma)D}$  es independiente del número de Reynolds de la partícula e igual a 0.06. El límite superior para  $Re_*$  es todavía motivo de discusión entre los investigadores.

Para el cálculo de  $\tau_{*c}$ , que es el número adimensional de Shields en función del valor de  $\tau_c$ , Maza, J.A. propone utilizar la siguiente ecuación:

$$\tau_{*c} = \frac{0.097}{Re_{*c}} + 0.077 \exp \left[ - \left( \frac{19.58}{Re_{*c}} \right)^{0.3191} \right] \quad (2.33)$$

siendo:

$\tau_{*c}$  : número adimensional de Shields en función de  $\tau_c$

$Re_{*c}$  : número de Reynolds de la partícula en función de  $\nu_{*c}$

Esta expresión es válida para el intervalo  $1 \leq Re_{*c} \leq 1500$ . Cuando  $Re_{*c} > 1500$ , se tiene:

$$\tau_{*c} = 0.06$$

Muchos otros investigadores han tratado de definir el inicio del movimiento y las condiciones en las que éste se desarrolla pero, como se manifestó anteriormente, la determinación precisa del fenómeno es prácticamente imposible con los conocimientos actuales, ya que la naturaleza probabilística en tiempo y espacio, sumada a la variedad de factores que intervienen, tales como la resistencia provocada por la rugosidad del lecho, condiciones locales del flujo, forma y grado de encaje o acomodamiento de la partículas entre ellas, geometría del canal, etc. y todos ellos relacionados entre sí, hacen difícil su evaluación.

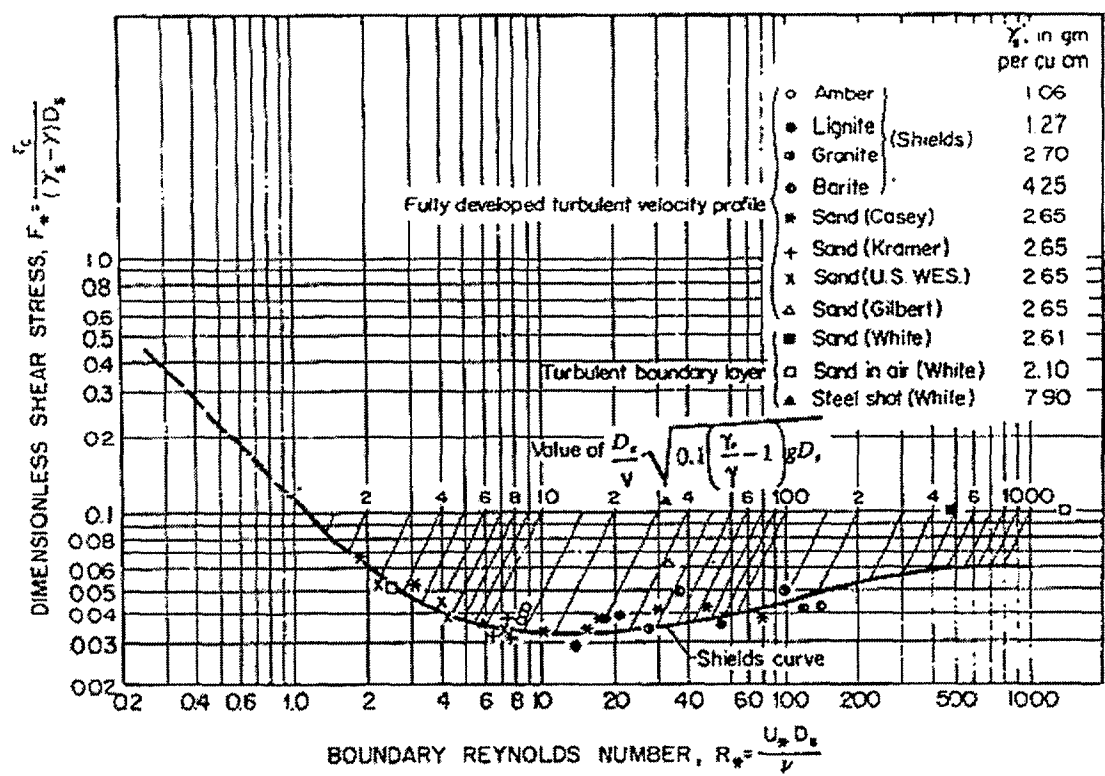


Figura 2.11.- Diagrama de Shields

La figura 2.12 presentada por Chien (1954), muestra la variedad de funciones propuestas por diferentes investigadores para la determinación del esfuerzo cortante crítico en función del diámetro medio de las partículas. Estas son resultado de estudios tanto teóricos como experimentales y sirve para ilustrar las diferencias que pueden ser obtenidas al adoptar alguno de los métodos.

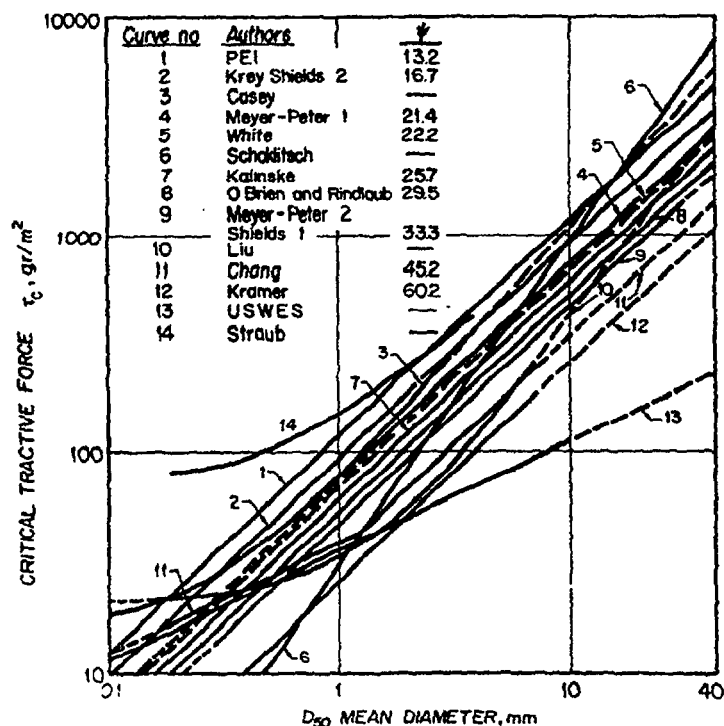


Figura 2.12.- Diagrama de Chien

### 2.7.5.- Otras formulaciones que definen el inicio de la erosión

Las mayores críticas recibidas por el diagrama de Shields se refieren a que las variables dependientes, tensión cortante crítica y tamaño del grano, aparecen ambas en los parámetros representados en la abscisa y ordenada del diagrama.

La solución del diagrama de Shields presentada por el "Task Committee on preparation on Sedimentation Manual" (1966) utiliza un tercer parámetro:

$$\frac{D_s}{\nu} \sqrt{0.1 \left( \frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) g D_s}$$

Entrando en el diagrama y siguiendo la línea paralela correcta, se puede determinar su intersección con la curva principal de Shields y el correspondiente valor de  $F_*$  usando el diagrama dado por Simons y Richardson (1957) (Fig. 2.13), preparado para resolver problemas por el procedimiento de prueba y error.

Cuando se tiene la velocidad y el tamaño del grano, es posible obtener directamente el valor correspondiente de  $\frac{u_* D}{\nu}$

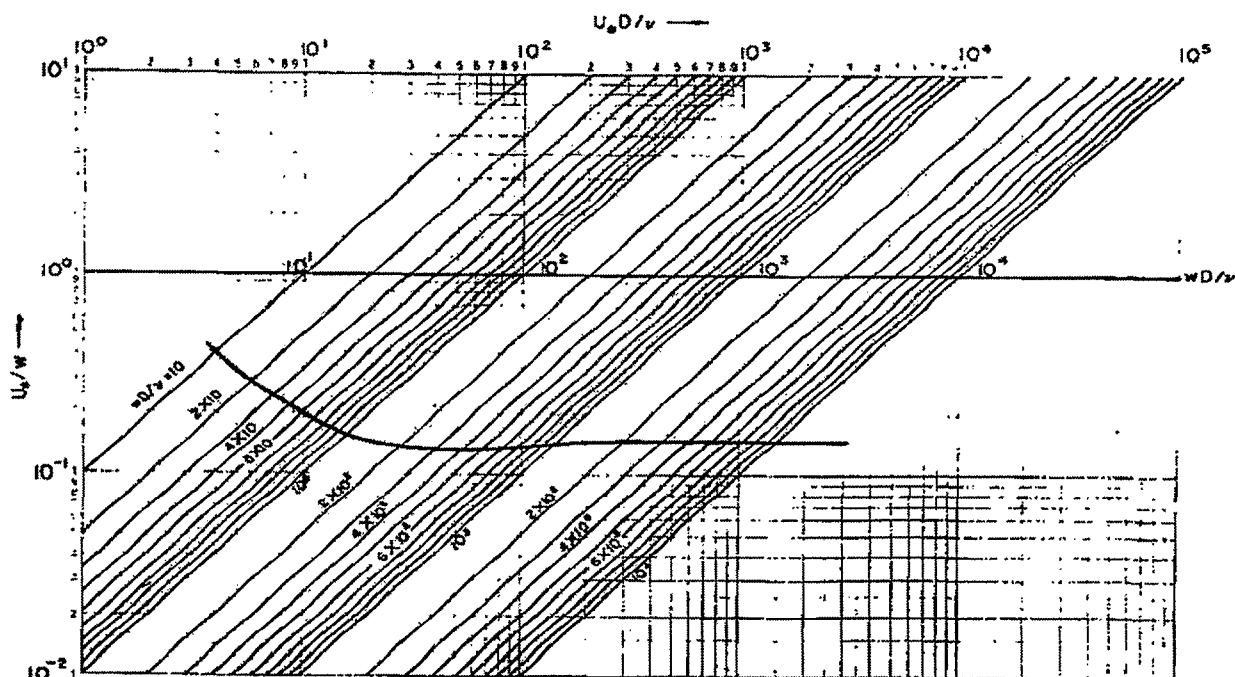


Figura 2.13.- Diagrama para el cálculo de la tensión crítica

Shulits y Hill (1968) proponen una corrección del diagrama de Shields en la parte final de éste, concretamente en el intervalo comprendido entre los valores 10 a 600 del número de Reynolds ( $R_e$ ) (ver figura 2.14).

Dividen este intervalo del diagrama en cuatro segmentos y dan una ecuación para cada segmento de la curva:

- |    |                              |      |                            |
|----|------------------------------|------|----------------------------|
| 1. | $\tau_c = 0'0215 D_s^{0'25}$ | para | $0'0003 < D_s < 0'0009$ ft |
| 2. | $\tau_c = 0'315 D_s^{0'633}$ | para | $0'0009 < D_s < 0'0018$ ft |
| 3. | $\tau_c = 16'8 D_s^{1'262}$  | para | $0'0018 < D_s < 0'022$ ft  |
| 4. | $\tau_c = 6'18 D_s$          | para | $D_s > 0'0009$ ft          |

siendo  $D_s$  el diámetro medio en pies y  $\gamma_s / \gamma = 2,65$

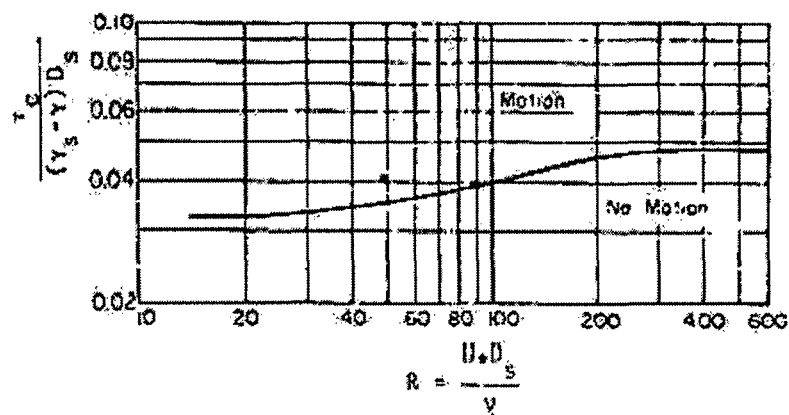


Figura 2.14.- Corrección del diagrama de Shields (Gessler, 1971)

Otra modificación del diagrama de Shields fue propuesta por Gessler (1971), el cual reagrupó las variables adimensionales y desarrolló un gráfico (ver figura 2.15) que relaciona los parámetros:

$$\left( \frac{\gamma_s D_s^3}{\rho \nu^2} \right)^{1/3}$$

$$\left[ \frac{\tau_c^3}{\rho \gamma_s^2 \nu^2} \right]^{1/3}$$

Esta relación tiene la desventaja de que el parámetro representado en la ordenada no tiene un significado físico aparente.

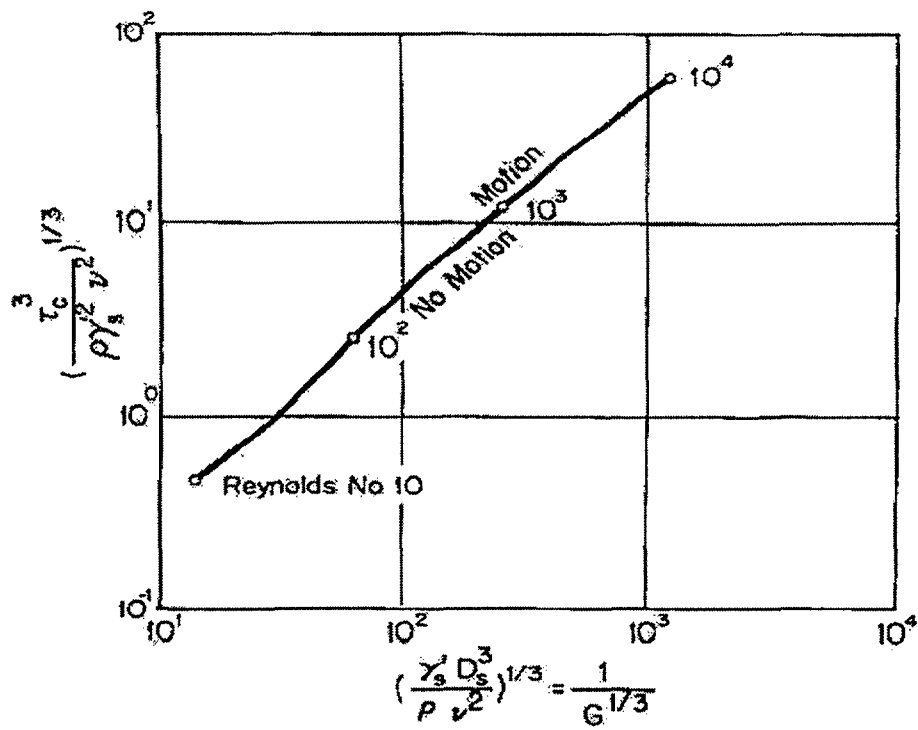


Figura 2.15.- Diagrama de Shields modificado (Gessler, 1971)

Lane (1953), usando gran cantidad de datos de campo, obtuvo un diagrama que relaciona directamente el tamaño de las partículas con la tensión crítica para diversos tipos de canales (figura 2.16)

Estos resultados suponen una gran ayuda para el análisis y diseño de canales. El estudio de Lane también puso de manifiesto que la tensión tractiva crítica para agua limpia es considerablemente menor que para flujos de agua con sedimentos en canales con fondo de arena.

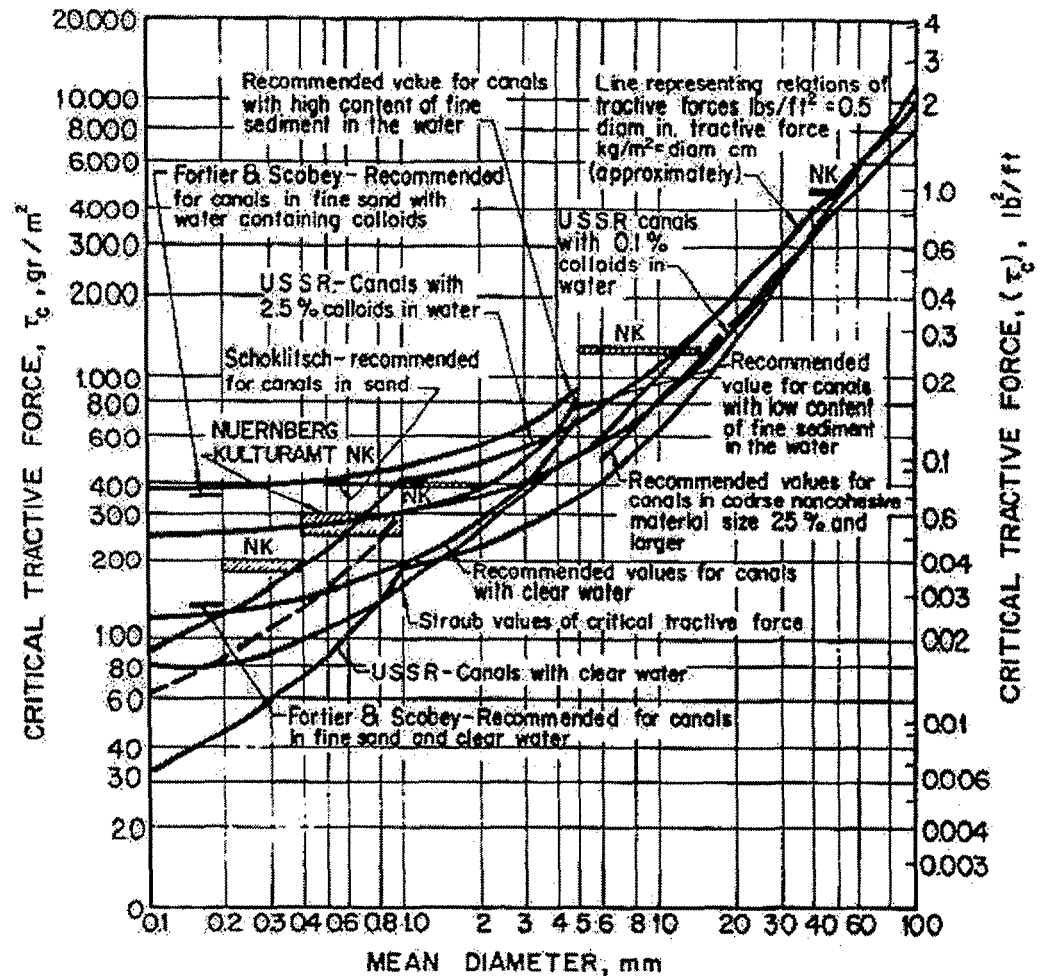


Figura 2.16.- Relación entre la tensión tractiva crítica y el diámetro medio del grano (Lane, 1953)

## 2.8.- Métodos de protección de márgenes

Los métodos de protección de márgenes de cauces se basan en dos alternativas o filosofías distintas:

- La interposición de un elemento que evite la erosión entre la orilla y la corriente de agua.
- La disminución de la capacidad erosiva de la corriente de agua.

todo ello sin olvidar la importante función de sujeción que la vegetación ejerce sobre los márgenes del cauce.

Dentro de la primera alternativa se encuentran las denominadas *estructuras de protección del margen*, las cuales se pueden clasificar en los siguientes grupos:

- Revestimientos del margen
- Pantallas

La segunda alternativa incluye los llamados *elementos de control del movimiento*, dentro de los cuales estarían incluidas las siguientes medidas:

- Espigones
- Estructuras de retardo
- Diques longitudinales

Seguidamente se realiza una breve descripción de los tipos de medidas de protección enumerados.

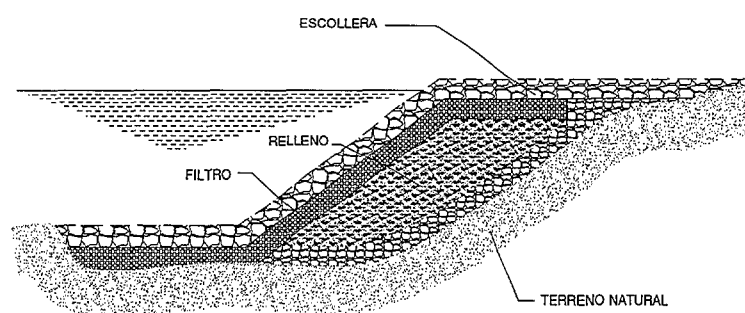
### **A) Estructuras de protección del margen**

- *Revestimientos*

Son elementos de protección que se interponen entre el margen del cauce y la corriente de agua con el objeto de evitar la erosión de éste, por lo que deben ser realizados con materiales resistentes a la fuerza erosiva de la corriente. Se distinguen del resto de medidas de protección en que estos deben ser soportados totalmente por el margen. Se pueden clasificar en dos tipos:

- *Rígidos*: no se adaptan a las irregularidades o cambios de forma del margen por lo que son susceptibles de fallo si se quedan sin soporte. Los más utilizados en función del material empleado son:
  - ✓ Revestimientos de hormigón o asfalto
  - ✓ Mantas rellenas de hormigón
  - ✓ Sacos de arena o cemento
  - ✓ Escollera cogida con mortero de cemento
  
- *Flexibles*: se adaptan a las irregularidades o cambios de forma del terreno sobre el que apoyan, causadas principalmente por subsidencia o erosión, sin sufrir daños importantes. Los más utilizados en función del material empleado son:
  - ✓ Escollera ó riprap
  - ✓ Colchones alambre y roca (Gaviones recubrimiento)
  - ✓ Colchones de neumáticos
  - ✓ Bloques de hormigón prefabricados
  - ✓ Vegetación

Esta clasificación expuesta admitiría varias subdivisiones más atendiendo a los materiales específicos y los métodos constructivos, aunque el más usado de todos ellos es la escollera ó riprap.



**Figura 2.17.- Esquema de una protección de escollera**

A veces el diseño de un revestimiento se basa en la incorporación de dos o más materiales, colocando el material más resistente a la erosión en la zona de aguas bajas y el



menos resistente en la zona de aguas altas, siendo usual utilizar tratamientos con vegetación en ésta última.

- *Pantallas*

Son estructuras verticales o cuasi-verticales que son capaces de resistir el empuje de un terraplén o dique en su trasdós. Son elementos muy caros por lo que su uso se reduce normalmente a casos puntuales donde el valor de los bienes a proteger justifica económicamente su empleo. Normalmente se colocan en la parte de aguas bajas en combinación con otro tipo de revestimiento a disponer en la zona de aguas altas. Los tipos más usuales de pantallas son:

- ✓ Muros de hormigón
- ✓ Tablestacas metálicas
- ✓ Tablestacas de madera
- ✓ Jaulas de madera (cribs)
- ✓ Gaviones
- ✓ Neumáticos apilados

B) *Elementos de control del movimiento*

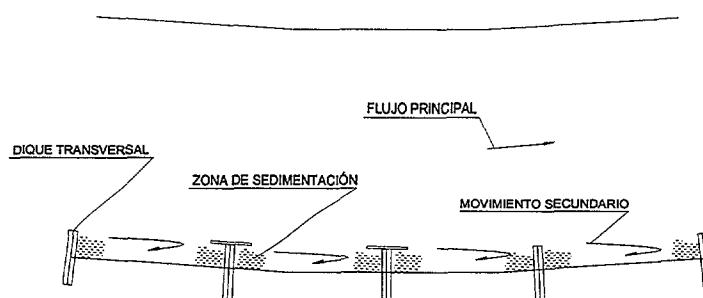
- *Espigones*

Son estructuras lineales, permeables ó impermeables, colocadas en dirección sensiblemente transversal al cauce, los cuales controlan el movimiento del agua en la proximidad del margen alterando la dirección del flujo, reduciendo la velocidad y por tanto la erosión, o induciendo la sedimentación.

Atendiendo al material del que están formados, los espigones se pueden clasificar en: permeables e impermeables. Si se atiende a la modificación que estos producen sobre la corriente de agua, pueden ser: estructuras de retardo de flujo, estructuras de desvío-retardo y estructuras de desvío; siendo los dos primeros estructuras permeables y el último estructura impermeable.

Los espigones denominados de retardo se diseñan para reducir la velocidad del flujo en las proximidades de la orilla, como medida de protección de la misma. En el caso de los espigones de desvío-retardo también se produce una disminución de la velocidad en las proximidades de la orilla, pero debido a la orientación de estos se produce además un efecto de desvío de la corriente, alejándola de la orilla a proteger. Los espigones de desvío funcionan únicamente desviando la corriente, por lo que resulta muy importante que sean impermeables.

En la figura que se incluye a continuación se puede ver el efecto de los diques transversales



**Figura 2.18.- Efecto de los diques transversales sobre la velocidad**

- *Estructuras de retardo*

Son estructuras permeables para protección de márgenes las cuales se diseñan para, en función de la velocidad de la corriente, inducir procesos de sedimentación o acumulación de material en la orilla a proteger. Normalmente se disponen en sentido paralelo al pie del talud, bien como estructuras de tipo lineal o bien ocupando superficies importantes (campos de marcos). El primer objetivo de este tipo de estructuras es la protección del pie del talud mediante la disminución de la velocidad de la corriente. La sedimentación de material que se produce después invierte la tendencia erosiva y reemplaza el material arrastrado, provocando también un desplazamiento de la fuerza erosiva de la corriente lejos de la orilla a proteger. Las estructuras de retardo que más se utilizan son:

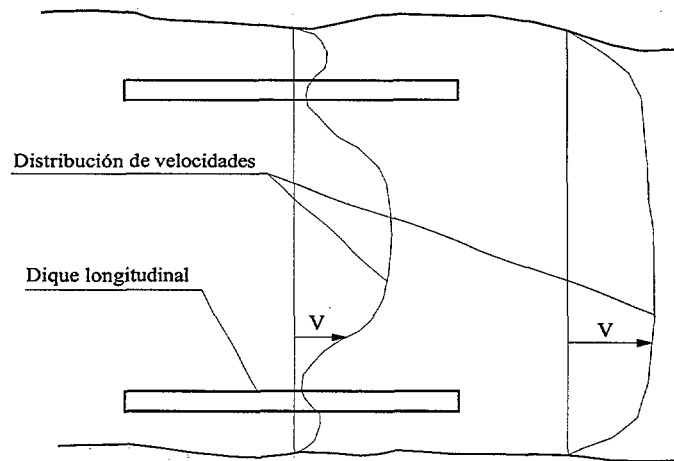
- ✓ Tetraedros metálicos
- ✓ Cercas de madera
- ✓ Cercas de alambre
- ✓ Pilotes de madera

- *Diques longitudinales*

Son barreras construidas paralelamente a la línea del margen o a la línea de flujo que se desea conseguir. Son impermeables y su objetivo es la protección del margen mediante la disminución de la velocidad de la corriente en las proximidades del mismo, o bien la recuperación de la alineación del flujo mediante la restauración o el recrecimiento del margen del cauce previamente erosionado, o bien la definición de una nueva alineación de flujo

mediante la creación de una nueva orilla. Normalmente se construyen con roca y tierra y pueden estar revestidos con un riprap ú otros materiales.

En la figura que se incluye a continuación se puede ver el efecto de los diques longitudinales sobre la distribución de velocidades de una corriente de agua en un cauce natural.



**Figura 2.19.- Efecto de los diques longitudinales sobre la velocidad**

## CAPITULO 3

### ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE LA ESCOLLERA

#### 3.1.- La roca: propiedades fundamentales de su uso como protección.

La roca ha sido durante muchos años el más popular de los materiales usados en la protección de lechos y taludes (orillas) de cauces, debido principalmente a su capacidad para resistir tanto el paso de fuertes corrientes de agua como los ataques debidos al oleaje a un coste muy razonable.

El uso de la roca ofrece un amplio abanico de aplicaciones en protección, tanto contra el impacto directo de la corriente como en la construcción de capas de filtro y regulación de capas bajo el filtro.

Según el modo de colocación de la roca en las obras de protección, se pueden diferenciar los siguiente tipos:

- **Escollera o riprap:** los bloques de roca son vertidos al azar.
- **Bloques de piedra:** los bloques de roca se colocan cuidadosamente con maquinas o manualmente.
- **Gaviones y colchones:** los bloques de piedra están en el interior de cajas de alambre metálico.
- **Escollera recibida (grouted riprap):** los bloques de piedra están unidos unos a otros mediante cemento o mezclas bituminosas.

También los agregados de roca son obviamente un componente importante en protecciones de hormigón.

En cuanto a las propiedades de las rocas, éstas pueden dividirse en las siguientes categorías:

### A) Propiedades intrínsecas

- *Densidad:* Es la relación entre la masa seca y el volumen. La mayoría de las rocas tienen densidades comprendidas entre 2.500 y 2.700 Kg/m<sup>3</sup>, a excepción de algunas rocas sedimentarias (2000 Kg/m<sup>3</sup>) y el basalto (3100 Kg/m<sup>3</sup>). La densidad de una roca es un buen indicativo de su resistencia.
- *Densidad relativa:* es una propiedad usada frecuentemente y se refiere a la relación entre la densidad de la piedra y la densidad del agua. En ríos de aguas claras y en canales se puede tomar un valor para la densidad del agua de 1000 Kg/m<sup>3</sup>, mientras que en aguas salinas se toma un valor de 1025 Kg/m<sup>3</sup>.
- *Absorción de agua:* Es la masa de agua absorbida por unidad de masa de roca seca. Es una propiedad relacionada muy directamente con la durabilidad.
- *Desgaste:* Normalmente causado por variaciones de temperatura (principalmente ciclos heladas/deshielos) así como por ataques de carácter biológico, químico o mecánico.
- *Resistencia a los tejidos y presencia de discontinuidades:* Propiedades importantes para determinar la capacidad de resistencia de la roca ante la rotura y los daños por abrasión.
- *Color:* El color y la apariencia general de la roca pueden ser importantes en situaciones donde ésta debe integrarse bien con el medioambiente.

### B) Propiedades relacionadas con su producción

- *Forma de los bloques:* los bloques de roca usados en revestimientos de cauces pueden ser de forma alargada (adecuados principalmente para colocar manualmente o para gaviones), formas cúbicas o formas irregulares (angulares o redondeadas). En cualquier caso, la forma de los bloques de roca tiene influencia en el diseño de la obra de protección, principalmente en lo referente al espesor, porosidad y estabilidad de la misma.
- *Integridad del bloque:* la integridad de los bloques de piedra depende mucho del manejo de los mismos; un manejo inadecuado o violento incrementa la probabilidad de roturas y puede significar una reducción del tamaño medio de la roca.

- *Graduación*: es la distribución en tamaño o masa de la roca que es habitualmente requerido para la comprobación de su estabilidad hidráulica, para el diseño de filtros y para la elección del equipo y métodos de construcción. Es una propiedad muy importante que deber ser especificada en todos los casos.

### C) Propiedades relacionadas con la construcción

- *Porosidad*: es el volumen de huecos por unidad de volumen de relleno de roca. Aunque ésta depende del nivel de compactación, los valores asumidos normalmente para el diseño están comprendidos entre el 15 y el 40%. El límite inferior corresponde a materiales bien graduados y está directamente relacionado con la capacidad de las partículas más pequeñas para llenar los huecos entre las partículas mayores (efecto de trabazón).
- *Rozamiento interno*: esta propiedad está representada por el ángulo de rozamiento interno y afecta principalmente a la estabilidad de las protecciones en taludes.

## 3.2.- La escollera (riprap)

### 3.2.1.- Definición

El termino escollera (riprap) se emplea para describir la piedra suelta procedente de cantera con una amplia graduación ( $D_{85}/D_{15} = 1,5-2,5$  ;  $W_{85}/W_{15} = 3,40 - 16$ ) que se usa para la protección de lechos y taludes de cauces frente a fuerzas de carácter hidráulico.

Las protecciones o revestimientos de escollera están formados por capas de piedra de graduación ligera (de acuerdo con la clasificación holandesa expuesta en la **tabla 4.1 Escaramaia**) y cuyos tamaños son generalmente mayores de 200-250 mm. La escollera se puede definir bien por su peso (normalmente) o bien por su tamaño. Los bloques de piedra muy grandes, del orden de 1.000 Kg de peso, se suelen emplear únicamente en protecciones de costas frente a oleajes importantes, empleándose el termino “armour layer” (capa de armadura), mientras que en protecciones de carácter fluvial se emplea el término “cover layer” (capa de cubierta).

### 3.2.2.- Características

Las características más destacables de una protección o revestimiento construido con escollera (riprap) son las siguientes:

- Es un tipo de protección con aplicación dentro de un amplio rango de condiciones y características tanto del flujo circulante como del suelo, lo cual le sitúa como uno de los tipos de protección más versátiles que existen.
- Es muy flexible, ya que al estar formada por bloques de roca independientes (sin ninguna trabazón artificial entre ellos), ésta se acomoda perfectamente tanto a pequeños movimientos del terreno soporte como a la pérdida de algunos de sus bloques sin que esto produzca el colapso de la misma.
- Los fallos en la misma, debidos al espesor de la capa de protección, tienden a ocurrir paulatinamente (poco a poco) existiendo tiempo suficiente para ser reparados.
- Se cree, aunque no esté aceptado universalmente, que la estabilidad es mejor en protecciones construidas con escollera bien graduada, donde las piedras de tamaños más pequeños rellenan los huecos que quedan entre las de tamaño mayor. En este caso la porosidad resulta ser considerablemente menor que en el caso de protecciones realizadas con piedra de tamaño uniforme (25% comparado con casi 40%)
- *Forma de las piedras*

En las protecciones de escollera existentes se pueden encontrar piedras de formas variadas: redondeadas, angulares o alargadas. Generalmente se considera que las piedras de forma alargada confieren menor estabilidad a la protección, además de ser más dificultoso su reajuste en nuevas posiciones en caso de asentamiento del terreno o fallo parcial de la protección.

En cuanto a las piedras de forma redondeada, por una parte se atribuyen a las mismas algunos fallos de protecciones, pero por otra parte algunas investigaciones en estabilidad de protecciones de escollera bajo condiciones de flujo turbulento demostraron que no existe una reducción apreciable en la estabilidad de la protección en el caso de usar piedras de forma redondeada comparada con el uso de piedras de forma angular.

- *Tamaño de las piedras*

El tamaño de las piedras puede especificarse en términos de peso o dimensión. La dimensión de la piedra puede especificarse de dos formas diferentes:

- Lado de un cubo de volumen equivalente al de la piedra.

$$D_n = \left( \frac{W}{\rho_s} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.1)$$

- Diámetro de una esfera de volumen equivalente al de la piedra

$$D_s = 1,24 \left( \frac{W}{\rho_s} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.2)$$

siendo en ambos casos:

$W$ : peso de la piedra

$\rho_s$ : densidad de la piedra (2.500-2.700 Kg/m<sup>3</sup>)

Otra forma de especificar el tamaño de las piedras de la escollera (especialmente cuando éstas son pequeñas) es en base a su análisis granulométrico, en términos de  $D_x$ , siendo éste el tamaño para el cual el x% de las piedras (en peso) es más pequeño.

La mayoría de las formulaciones existentes en este sentido están basadas en el  $D_{50}$ , aunque algunos investigadores encontraron que el  $D_{30}$  es un mejor indicador para el tamaño de piedra estable. Las siguientes expresiones permiten relacionar estas formas entre sí:

$$D_{n50} = 0,84 \text{ a } 0,91 D_{50} \quad (3.3)$$

$$D_s = 1,13 D_{50} \quad (3.4)$$

$$D_{30} \approx 0,70 D_{50} \quad \text{ó} \quad D_{30} = D_{50} \left( \frac{D_{15}}{D_{85}} \right)^{0,32} \quad (3.5)$$

La *tabla 3.1* que se expone a continuación resume las principales características de la escollera.



**Tabla 3.1.- Características principales de la escollera**

Graduación	$W_{85}/W_{15} = 3,40$ a 16 Curva suave, bien graduada
Forma	Idealmente cúbica (dimensión máxima $\approx$ 3dimensión mínima)
Angulo de reposo	Normalmente entre 35° y 42°
Angulo de rozamiento interno	Normalmente entre 40° y 45°
Densidad (peso específico)	Normalmente entre 2,50 y 2,70 Tn/m <sup>3</sup>
Tamaño nominal	Especificado en términos de $D_x$ ó $W_x$ , el cual representa el tamaño o peso de la piedra para el cual el x% de la piedra es más pequeño.
Espesor del revestimiento	No menor que $2 \times D_{n50}$ ó bien 1 a 1,5 $\times$ dimensión máxima
Porosidad	Rangos entre 25% (bien graduada) y 40%

**3.2.3.- Aplicabilidad**

Entre las aplicaciones fundamentales de la escollera se pueden destacar las siguientes:

- Protección de lechos y taludes de cauces frente a flujos de alta velocidad y ataque del oleaje, incluso con altos niveles de turbulencia. Es adecuada para protección de orillas con taludes superiores al 1,50H:1,00V sin necesidad de medios adicionales de control.
- Su facilidad de colocación con medios mecánicos, generalmente sin necesidad de colocación manual y sin compactación, hace que la escollera sea adecuada en muchas situaciones, incluidas las protecciones bajo el agua.
- La escollera es generalmente una solución económicamente ventajosa cuando se coloca con medios mecánicos, especialmente en el caso de proyectos relativamente grandes.
- Sus bajos requerimientos en cuanto a mantenimiento la hacen particularmente apropiada en la protección de zonas alejadas o remotas.
- Su gran flexibilidad la hace apropiada para la protección contra la erosión en transiciones entre estructuras hidráulicas y orillas (taludes) naturales u otro tipo de revestimiento.

### 3.3.- Análisis de la estabilidad de la escollera

#### 3.3.1.- Introducción

Los márgenes de los cauces están sujetos a procesos erosivos considerables durante períodos con presencia de caudales altos en los cuales la protección que proporciona la vegetación presente en estos resulta insuficiente. En estos casos resulta obligado recurrir a elementos de protección artificiales capaces de resistir la acción de la corriente, tal y como se ha comentado y descrito en el *capítulo 2*.

Uno de los elementos más usados en la protección de márgenes es la disposición de una o varias capas de escollera o riprap, cuyas dimensiones pueden ser determinadas mediante la aplicación de varias metodologías las cuales se analizan a lo largo de este trabajo.

Analizando primeramente la estabilidad teórica de las partículas de una protección de escollera dispuesta sobre el talud de un cauce, éste se ha abordado tradicionalmente desde dos puntos de vista diferentes:

- A) *Análisis de la estabilidad de una partícula simple*
- B) *Análisis de la estabilidad de una partícula considerando la interacción con las partículas que tiene a su alrededor*

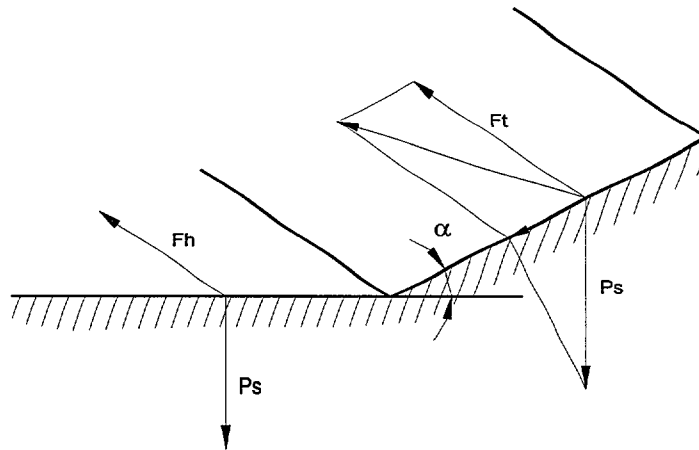
Estos dos planteamientos han sido utilizados por los diversos autores que han abordado el problema, algunos de los cuales se exponen a continuación.

#### 3.3.2.- Métodos basados en la estabilidad de una partícula simple

##### 3.3.2.1.- Método de Ramette (1963)

Este autor asume las siguientes suposiciones para la realización del análisis:

- El talud a proteger tiene una inclinación igual o menor que el correspondiente al talud natural de equilibrio del material sumergido.
- El canal es recto o ligeramente curvo.
- El flujo es uniforme



**Figura 3.1.- Fuerzas actuantes sobre una partícula simple**

**La notación de las fuerzas y ángulos de la figura anterior son los siguientes:**

$\alpha$  : Ángulo que forma el talud con la horizontal

$P_S$ : Peso sumergido de la roca

$F_h$  : Fuerza mínima requerida para lograr el desplazamiento de una partícula de roca sumergida y situada sobre un lecho horizontal

$F_t$  : Fuerza mínima requerida para lograr el desplazamiento de una partícula de roca sumergida y situada sobre un talud que forma un ángulo  $\alpha$  con la horizontal

$D$  : Dimensión característica de la partícula de roca

La ecuación que define la estabilidad de una partícula colocada sobre el fondo del canal es la siguiente:

$$F_h = P_S \operatorname{tg} \phi \quad (3.6)$$

Una partícula colocada sobre el talud está sometida a las siguientes fuerzas:

- Peso de la partícula,  $P_S$
- Fuerza que ejerce la corriente sobre la partícula actuando en la dirección del flujo,  $F_t$

En el equilibrio se tiene:

$$F_t = P_S \operatorname{tg} \phi \cdot f(\alpha) \quad (3.7)$$

con:

$$f(\alpha) = \cos \alpha \sqrt{1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha}{\operatorname{tg}^2 \phi}} \quad (3.8)$$

A partir de estas dos ecuaciones se obtiene:

$$F_t = F_h \cdot f(\alpha) \quad (3.9)$$

Dividiendo los dos miembros de esta ecuación por el área de la sección en la cual se aplican las fuerzas  $F_t$  y  $F_h$ , se obtiene:

$$\tau_t = \tau_h \cdot f(\alpha) \quad (3.10)$$

siendo:

$\tau_t$  : tensión tractiva ejercida sobre una partícula situada sobre el talud

$\tau_h$  : tensión tractiva ejercida sobre una partícula situada sobre el fondo

La tensión tractiva está relacionada con la dimensión de la partícula y con el peso de la misma de acuerdo a la expresión:

$$\tau_h = A \varpi_s D \quad (3.11)$$

siendo:

$A$  : coeficiente adimensional cuyo valor se puede determinar experimentalmente

$\varpi_s$  : peso sumergido de la partícula

$D$  : tamaño de la partícula de roca

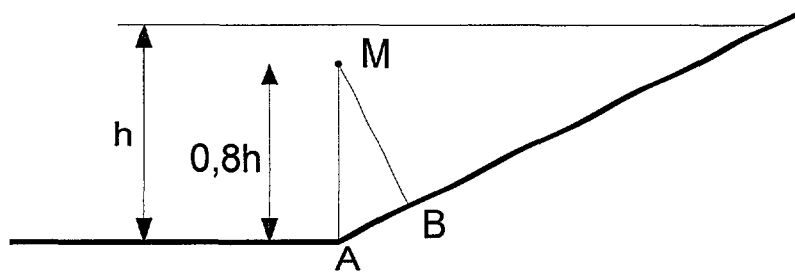
El tamaño de la roca para el dimensionamiento de una protección de escollera puede obtenerse a partir de la ecuación siguiente:

$$\tau_t = A \cdot \varpi_s \cdot D \cdot f(\alpha) \quad (3.12)$$

con lo que a partir de la conocida la ley de distribución de la tensión tractiva  $\tau_t$  a lo largo del talud, se puede obtener la distribución de los tamaños de piedra a lo largo del mismo. Sin embargo, la distribución de  $\tau_t$  no se puede obtener a partir de un simple análisis matemático ya que depende de una serie de factores como son las características de flujo, la geometría de la sección transversal del cauce, la rugosidad, etc., los cuales dependen a su vez del tamaño de

la piedra buscado, por lo que este autor concluye que el conocimiento de la ley de distribución de la tensión tractiva debe obtenerse mediante experimentación.

Los resultados de los experimentos realizados por *Ramette* en 1963 demostraron por una parte que la máxima inestabilidad en una protección de escollera sobre un talud ocurre siempre en el pie del mismo, y muy raramente por encima de la zona AB marcada en la *figura 3.2*



**Figura 3.2.- Zona de máxima inestabilidad en un talud protegido con escollera**

Los experimentos también dejaron muy claro que el valor máximo de la fuerza tractiva que causa el desplazamiento de la escollera en la región AB es una función lineal del parámetro D, de la forma:

$$\sigma_t = 0.012\varpi_s D \quad (3.13)$$

para el caso de un talud de ángulo  $\alpha$ , tal que  $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{2}$

y de la forma:

$$\sigma_t = 0.0167\varpi_s D \quad (3.14)$$

para  $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{3}$

Si se comparan las ecuaciones (3.13) y (3.14) con la ecuación (3.12) para un valor de  $\text{tg } \phi = 0.65$  se obtiene:

Para  $\text{tg } \alpha = \frac{1}{2}$ :

$$\sigma_t = 0.57 A \varpi_s D \quad (3.15)$$

Para  $\text{tg } \alpha = \frac{1}{3}$ :

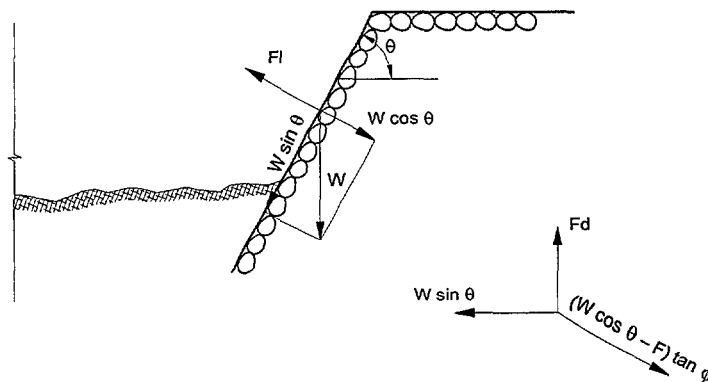
$$\sigma_t = 0.815 A \varpi_s D \quad (3.16)$$

La ecuación (3.15) es equivalente a la (3.13) para un valor  $A = 0.021$ , y la ecuación (3.16) equivalente a la (3.14) para  $A = 0.020$ .

### 3.3.2.2.- Método de Lane (1953)

Una partícula simple que forma parte de una protección de escollera en un lecho o talud de un cauce está sometida a dos clases de fuerzas (figura 3.3):

- A) *Fuerzas impulsoras*, que tratan de desalojar a la partícula de su posición de equilibrio
- B) *Fuerzas resistentes*, que tratan de mantener a la partícula en su posición de equilibrio



**Figura 3.3.- Fuerzas actuantes sobre una partícula de roca colocada en el talud de un cauce por el que circula una corriente de agua**

La fuerza resistente,  $F_{RE}$ , tiene la expresión:

$$F_{RE} = (W \cos \theta - F_L) \operatorname{tg} \phi \quad (3.17)$$

siendo:

$W$ : Peso sumergido de la partícula

$\theta$ : Angulo del talud

$F_L$ : Fuerza de sustentación (lift force)

$\phi$ : Angulo de rozamiento interno de la escollera

La fuerza impulsora,  $F_{DR}$ , tiene la expresión

$$F_{DR} = (W^2 \sin^2 \theta + F_d^2)^{1/2} \quad (3.18)$$

siendo:

$F_d$ : Fuerza de arrastre de la partícula (drag force)

Si se asume que:

$$F_d = \delta \tau \quad (3.19)$$

$$F_L = \beta F_d \quad (3.20)$$

siendo:

$\tau$ : Fuerza tractiva local en el contorno

$\delta$ : Constante de proporcionalidad

$\beta$ : Ratio entre la fuerza de sustentación y la fuerza de arrastre

Sustituyendo en las ecuaciones (3.17) y (3.18), las expresiones de  $F_d$  y  $F_L$  dadas por las expresiones (3.19) y (3.20) se obtiene:

$$F_{RE} = (W \cos \theta - \beta \delta \tau) \operatorname{tg} \phi \quad (3.21)$$

$$F_{DR} = (W^2 \sin^2 \theta + \delta^2 \tau^2)^{1/2} \quad (3.22)$$

El factor de seguridad,  $FS$ , de una protección de escollera construida con una roca de peso sumergido dado, se puede expresar como:

$$FS = \frac{F_{RE}}{F_{DR}} = \frac{(W \cos \theta - \beta \delta \tau) \operatorname{tg} \phi}{\left( W^2 \operatorname{sen}^2 \theta + \delta^2 \tau^2 \right)^{1/2}} \quad (3.23)$$

El peso sumergido de la roca se puede relacionar con el tamaño de la misma mediante la siguiente relación:

$$W = \frac{1}{6} \pi d^3 (\gamma_S - \gamma_W) \quad (3.24)$$

siendo:

$d$  : diámetro de la roca

$\gamma_S$  : peso específico de la roca

$\gamma_W$  : peso específico del agua

Introduciendo la expresión (3.24) en la (3.23) se tiene:

$$FS = \frac{\left[ \frac{1}{6} \pi d^3 (\gamma_S - \gamma_W) \cos \theta - \beta \delta \tau \right] \operatorname{tg} \phi}{\left[ \left( \frac{1}{6} \pi d^3 (\gamma_S - \gamma_W) \operatorname{sen}^2 \theta \right)^2 + \delta^2 \tau^2 \right]^{1/2}} \quad (3.25)$$

En un canal abierto con un régimen de flujo turbulento la tensión tractiva en el contorno es una cantidad aleatoria, y no se puede tratar como una cantidad exacta, pero se puede trabajar con valores medios suponiendo conocido únicamente el valor medio de la tensión tractiva en el contorno. En este último caso, la ecuación anterior se transforma en:

$$\overline{FS} = \frac{\left[ \frac{1}{6} \pi d^3 (\gamma_S - \gamma_W) \cos \theta - \beta \delta \bar{\tau} \right] \operatorname{tg} \phi}{\left[ \left( \frac{1}{6} \pi d^3 (\gamma_S - \gamma_W) \operatorname{sen}^2 \theta \right)^2 + \delta^2 \bar{\tau}^2 \right]^{1/2}} \quad (3.26)$$

siendo:

$\overline{FS}$  : Factor de seguridad convencional

$\bar{\tau}$  : Tensión tractiva media en el contorno



En un canal abierto con régimen de flujo turbulento, el valor de la tensión tractiva media en el contorno puede ser estimado de acuerdo a la expresión siguiente:

$$\bar{\tau} = \rho \left[ \frac{U_0}{2.5 \ln \left( 12.3 \frac{y_0}{d} \right)} \right]^2 \quad (3.27)$$

siendo:

$\rho$  : densidad del agua

$U_0$  : velocidad media del flujo

$y_0$  : calado

La ecuación (3.27) se obtiene a partir de la ecuación de distribución de velocidad desarrollada por Keulegan en 1938 y ha sido usada también por Simons y Stevens para la obtención de sus ecuaciones de diseño de protecciones de escollera.

#### - Determinación de los parámetros $\delta$ y $\beta$

Los parámetros de estabilidad,  $\delta$  y  $\beta$  que figuran en la ecuación (3.26) son los que controlan el Factor de Seguridad en el caso de que los demás factores sean dados.

La constante de proporcionalidad,  $\delta$ , puede ser evaluada considerando  $\theta = 0$  y condición de inicio de movimiento, es decir  $\bar{\tau} = \bar{\tau}_C$  y  $\overline{FS} = 1$ , siendo  $\bar{\tau}_C$  la tensión tractiva crítica media en el contorno. En estas condiciones, la ecuación (3.26) se puede escribir como:

$$\delta \bar{\tau}_C = \left( \frac{1}{6} \pi d^3 (\gamma_s - \gamma_w) - \beta \delta \bar{\tau}_C \right) \text{tg } \phi \quad (3.28)$$

La tensión tractiva crítica media para un tamaño de partícula dado puede ser evaluada de acuerdo al criterio modificado de Shields:

$$\bar{\tau}_C = 0.047 (\gamma_s - \gamma_w) d \quad (3.29)$$

Introduciendo la ecuación (3.29) en la (3.28) se tiene:

$$\delta = \frac{11.14 d^2}{\beta + c \text{tg } \phi} \quad (3.30)$$

De acuerdo al trabajo de Torum (1965), Bhowmik (1968) llegó a la conclusión de que la relación entre la fuerza ascensional y la de arrastre tenía un valor próximo a 0.85, con lo que Lane adoptó ese valor, haciendo por tanto  $\beta = 0.85$ , con lo que la expresión del parámetro  $\delta$  queda de la siguiente forma:

$$\delta = \frac{11.14d^2}{0.85 + c \operatorname{tg} \phi} \quad (3.31)$$

### 3.3.3.- Métodos basados en la estabilidad de una partícula en relación con las que le rodean

El factor de seguridad para protecciones de escollera se define como la razón entre los momentos resistentes de las fuerzas que se oponen a la rodadura de las partículas hacia fuera de la capa de escollera y los momentos desestabilizadores de las fuerzas que tienden a desalojar las partículas fuera de la capa de protección. La condición crítica se tiene con el flujo para el cual se inicia el movimiento; en estas condiciones las partículas que forman parte de la protección de escollera tienen un factor de seguridad igual a la unidad. Si el factor de seguridad es mayor que 1, la protección de escollera se considera segura; en cambio si el factor de seguridad es menor que 1 las rocas son arrastradas fuera de la capa de protección y puede ocurrir el fallo (derrumbe) total de la misma. La condición de comienzo de arrastre (inicio de movimiento) para los bloques de escollera equivale a las condiciones de tensión de rotura para el cálculo de estructuras.

Las ecuaciones que definen los factores de seguridad para las protecciones de escollera se basan en consideraciones teóricas y en la información empírica existente, así:

- Se emplea tanto el criterio de Shields para el comienzo de arrastre de las partículas, como el modificado por Gessler.
- La fuerza hidrodinámica de arrastre (drag force) del fluido sobre los bloques de escollera se considera en la misma forma que la empleada por Lane.
- La fuerza hidrodinámica ascensional (lift force) también se incluye en el análisis.
- La magnitud de la fuerza ascensional es proporcional a la magnitud de la fuerza de arrastre, teniendo en cuenta que la primera actúa en dirección perpendicular a la segunda. Esta diferencia en la dirección de las fuerzas es muy importante en el análisis de la estabilidad de las partículas sobre un talud.

- La estabilidad de la partícula se obtiene a partir de su peso sumergido y el ángulo de rozamiento interno de la misma.

El concepto de factor de seguridad en el diseño de protecciones de escollera se emplea por las siguientes razones:

- El factor de seguridad se puede usar para comprobar las propiedades (los méritos, el estado) de una protección previamente diseñada.
- El factor de seguridad también se puede emplear para evaluar los distintos métodos de cálculo de protecciones de escollera existentes.

#### **3.3.3.1.- Método de Simons y Senturk (1977)**

En ausencia de oleaje y filtración, la estabilidad de las partículas de roca que forman parte de una protección de escollera dispuesta sobre un talud depende de los siguientes factores:

- La magnitud y dirección de la velocidad de la corriente en la proximidad de las partículas.
- El calado del flujo.
- El ángulo del talud.
- Las características de la roca, incluyendo geometría, angulosidad y densidad.

Las relaciones funcionales entre estas variables se desarrollan a continuación para diferentes condiciones de flujo y características del talud.

#### **A) Flujo oblicuo sobre el talud**

Considerando un flujo a lo largo de un talud, de acuerdo a la *figura 3.4*:

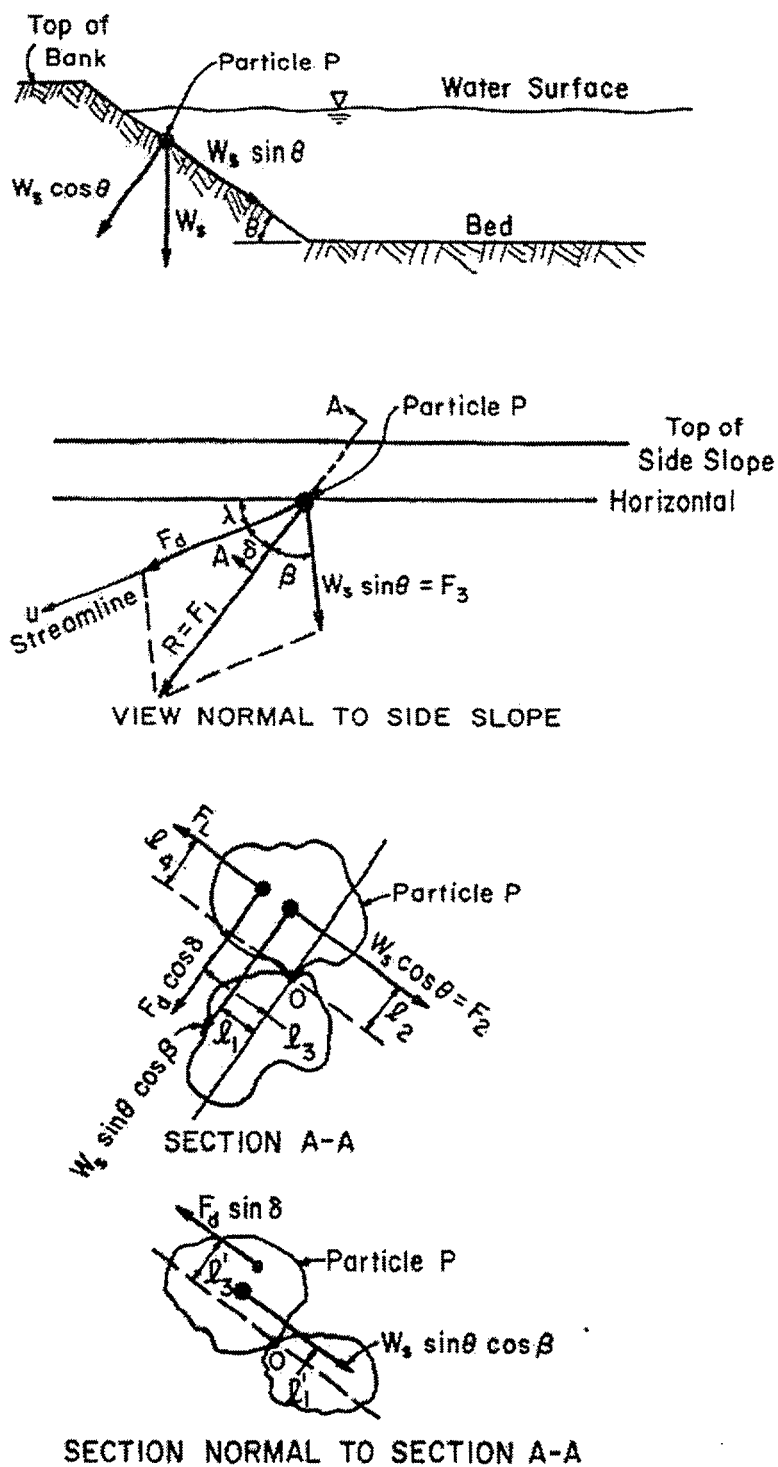


Figura 3.4.- Definición de las variables usadas por Simons y Senturk para el diseño de una protección de escollera sobre un talud

las fuerzas que ejerce el fluido sobre una partícula P colocada sobre la superficie del talud son las siguientes:

- **Fuerza ascensional (lift force),  $F_L$ :** fuerza que ejerce el fluido sobre la partícula en dirección normal al plano del talud. Esta fuerza se anula cuando el fluido no tiene velocidad.
- **Fuerza de arrastre (drag force),  $F_d$ :** fuerza que ejerce el fluido sobre la partícula en la dirección del campo de velocidades en las proximidades de ésta. La fuerza de arrastre es perpendicular a la fuerza ascensional y se anula cuando la velocidad del fluido es cero.
- **Peso sumergido de la partícula de roca,  $W_s$ .** Teniendo en cuenta que las partículas de roca (bloques de escollera) colocadas sobre un talud inclinado tienen mayor tendencia a rodar que a deslizar, es más adecuado plantear el análisis de la estabilidad de las partículas de roca en términos de momentos alrededor del punto de rotación.

En la *figura 3.4* se encuentran representados los siguientes elementos del análisis:

- La dirección del movimiento de la partícula está definida por el vector  $R$  (b).
- El punto de contacto alrededor del cual ocurre la rotación en la dirección de  $R$  está representado como el punto “O” (c).
- Las fuerzas actuantes en el plano del talud son  $F_d$  y  $W_s \sin \theta$  (b).
- El ángulo  $\theta$  es el ángulo que forma el talud con un plano horizontal (a).
- La fuerza ascensional,  $F_L$ , actuando en dirección normal al plano del talud (c).
- La componente del peso sumergido,  $W_s \cos \theta$ , actuando también en dirección normal al plano del talud (c).

En el momento crítico de inicio del movimiento se produce un equilibrio de los momentos de las fuerzas alrededor del punto de contacto “O”, que se puede escribir como:

$$e_2 W_s \cdot \cos \theta = e_1 W_s \sin \theta \cos \beta + e_3 F_d \cos \delta + e_4 \cdot F_L \quad (3.32)$$

estando los brazos de las fuerzas,  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $e_3$  y  $e_4$  y los ángulos  $\delta$  y  $\beta$  definidos en la *figura 3.4*.

El coeficiente de seguridad,  $SF$ , de la partícula  $P$  frente a la rodadura se define como el cociente entre los momentos de las fuerzas que se oponen a la rodadura de la partícula y los momentos de las fuerzas que tienden a provocar la rodadura de ésta fuera de su posición de equilibrio. Poniendo esto en forma de ecuación matemática, se tiene:

$$SF = \frac{e_2 W_s \cos \theta}{e_1 W_s \sin \theta \cos \beta + e_3 F_d \cos \delta + e_4 F_L} \quad (3.33)$$

expresión del coeficiente de seguridad en el caso más general.

A partir del caso general, se pueden plantear condiciones diferentes que conducen a variaciones en la expresión general.

En el caso de no existencia de flujo, es decir agua parada, si se incrementa el valor del ángulo que forma el talud con la horizontal hasta el valor del ángulo de rozamiento de las partículas de roca,  $\phi$ , entonces el coeficiente de seguridad se hace igual a la unidad, teniendo entonces:

$$SF = 1 ; \quad \theta = \phi ; \quad \beta = 0 ; \quad \delta = 90 - \lambda - \beta = 90^\circ$$

y sustituyendo estos valores en la ecuación (3.33) ésta se reduce a:

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{e_2}{e_1} \quad (3.34)$$

la cual muestra que el cociente entre los brazos de las fuerzas  $e_2 / e_1$  viene dado por el ángulo de rozamiento interno de la roca,  $\phi$ .

Partiendo ahora de la ecuación (3.33) y dividiendo numerador y denominador por  $e_1 \cdot W_s$ , esta ecuación se transforma en:

$$SF = \frac{\cos \theta \operatorname{tg} \phi}{\eta' \operatorname{tg} \phi + \sin \theta \cos \beta} \quad (3.35)$$

siendo:

$$\eta' = \frac{e_3 F_d}{e_1 W_s} \cos \delta + \frac{e_4 \cdot F_L}{e_1 W_s} \quad (3.36)$$

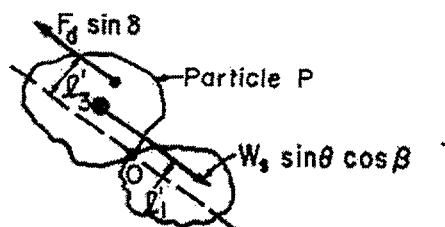
A la variable  $\eta'$  se le denomina "Parámetro de estabilidad para partículas colocadas sobre un talud inclinado".

El ángulo  $\lambda$ , mostrado en la figura 3.4, es el ángulo que forma el vector velocidad (o la fuerza de arrastre) con la horizontal, medido sobre el plano del talud. Sobre este plano se cumple la siguiente relación angular:

$$\delta = 90 - \lambda - \beta \quad (3.37)$$

Se admite que los momentos de la fuerza de arrastre ( $Fd$ ), y de la componente del peso sumergido ( $Ws \cdot \sin\theta$ ) en dirección normal a la del movimiento de la partícula R están en equilibrio, ya que la dirección del movimiento es la de R; con lo que se puede escribir:

$$e_3 Fd \sin\delta = e_1 Ws \cdot \sin\theta \cdot \sin\beta \quad (3.38)$$



SECTION NORMAL TO SECTION A-A

A partir de las ecuaciones (3.37) y (3.38), se obtiene:

$$\sin\beta = \frac{e_3 Fd \sin\delta}{e_1 Ws \sin\theta} = \frac{e_3 Fd (\cos\lambda \cos\beta - \sin\lambda \sin\beta)}{e_1 Ws \sin\theta} \quad (3.39)$$

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{\cos\lambda}{\frac{e_1 Ws}{e_3 Fd} \sin\theta + \sin\lambda} \quad (3.40)$$

En el caso de partículas (bloques de escollera) situadas sobre un lecho plano, ( $\theta = 0$ , con  $\delta = 0$ ), el parámetro de estabilidad, denominado ahora  $\eta$ , tiene la siguiente expresión:

$$\eta = \frac{e_3 Fd}{e_1 Ws} + \frac{e_4 F_l}{e_1 Ws} \quad (3.41)$$

y el factor de seguridad de acuerdo con la ecuación (3.35) quedaría:

$$SF = \frac{1}{\eta} \quad (3.42)$$

para flujo sobre el lecho plano.

Tanto la fuerza hidrodinámica de arrastre ( $F_d$ ) como la ascensional ( $F_L$ ) son proporcionales al cuadrado de la velocidad del fluido en las proximidades de la partícula y al área expuesta de ésta. También la fuerza tractiva en el lecho está relacionada con el cuadrado de la velocidad del fluido, teniendo entonces:

$$F_L = C_1 k^2 \tau_s \quad (3.43)$$

$$F_d = C_2 k^2 \tau_s \quad (3.44)$$

siendo:

$\tau_s$ : Tensión tangencial (fuerza tractiva) media sobre el plano que contiene a la partícula.

$k$ : diámetro de la partícula.

$C_1, C_2$ : coeficientes que dependen del área expuesta de la partícula, de los coeficientes de arrastre y ascensional y de la relación entre la velocidad y la tensión tangencial.

El peso sumergido de la partícula se puede escribir de la siguiente forma:

$$W_s = C_3 (\gamma_s - 1) \gamma_a k^3 \quad (3.45)$$

siendo:

$C_3$ : coeficiente que depende solamente de la forma de la partícula.

$\gamma_s$ : peso específico de la roca.

$\gamma_a$ : peso específico del agua.

Sustituyendo las ecuaciones (3.43) (3.44) y (3.45) en la ecuación (3.41) se obtiene:

$$\eta = \frac{C_1 e_4 + C_2 e_3}{C_3 e_1} \cdot \frac{\tau_s}{(\gamma_s - 1) \gamma_a k} \quad (3.46)$$

El término  $\frac{\tau_s}{(\gamma_s - 1) \gamma_a k}$  es el **parámetro de Shields**



Las condiciones de comienzo de arrastre implican un valor del factor de seguridad  $SF = 1$ ; que en el caso de flujo sobre lecho plano, y de acuerdo con la ecuación (3.42), se cumple además  $\eta = 1$ . Cuando el flujo a lo largo del lecho es plenamente turbulento, el parámetro de Shields en condiciones de comienzo de arrastre toma el valor de 0'047 de acuerdo con Gessler, con lo que a partir de la ecuación (3.46) se puede escribir:

$$\frac{C_1 e_4 + C_2 e_3}{C_3 e_1} = \frac{1}{0.047} \approx 21 \quad (3.47)$$

En el caso de condiciones de flujo diferentes a las de comienzo de arrastre, la ecuación (3.46) se transforma en:

$$\eta = 21 \cdot \frac{\tau_s}{(\gamma_s - 1) \gamma_a k} \quad (3.48)$$

Si por conveniencia, se hace:

$$M = \frac{e_4 \cdot F_1}{e_1 \cdot W_s} \quad (3.48') \quad N = \frac{e_3 \cdot F_d}{e_1 \cdot W_s} \quad (3.48'')$$

la ecuación (3.36) se puede poner:

$$\eta' = M + N \cos \delta \quad (3.49)$$

y la ecuación (3.41):

$$\eta' = M + N \quad (3.50)$$

La relación entre  $\eta'$  y  $\eta$  será por tanto:

$$\frac{\eta'}{\eta} = \frac{\frac{M}{N} + \cos \delta}{\frac{M}{N} + 1} \quad (3.51)$$

El problema consiste en determinar el valor correcto de la relación  $M/N$  de modo que el factor de estabilidad en el talud,  $\eta'$ , se pueda relacionar con el factor de estabilidad en un lecho horizontal,  $\eta$ , lo que en definitiva es relacionarlo con el parámetro de Shields. En principio se pueden suponer los casos siguientes:

A) Que la fuerza de arrastre sea nula ( $F_d = 0$ )

$$\frac{M}{N} = \infty \quad \beta = 0 \quad \eta' = \eta$$

B) Que la fuerza ascensional sea nula ( $F_L = 0$ )

$$\frac{M}{N} = 0 \quad \frac{\eta'}{\eta} = \cos \delta$$

C) Que tanto la fuerza de arrastre como la fuerza ascensional tengan valores finitos

$$0 \leq \frac{\eta'}{\eta} \leq \cos \delta$$

Si se consideran condiciones de comienzo de arrastre para las partículas de escollera, las relaciones  $F_L / F_d$  y  $e_4 / e_3$  dependen de las condiciones de turbulencia del flujo y de las interconexiones que, de acuerdo con su colocación, existan entre las partículas o bloques de roca de la escollera. Para facilitar el análisis, se admite que el producto de estas relaciones sea igual a la unidad, es decir:

$$\frac{F_L}{F_d} \cdot \frac{e_4}{e_3} = \frac{M}{N} \approx 1 \quad (3.52)$$

Este valor fue seleccionado por Stevens y Simons una vez considerado el rango de posibles valores para  $F_L / F_d$  y  $e_4 / e_3$ , así como el efecto de  $M / N$  en el valor del factor de seguridad  $SF$ . El factor de seguridad  $SF$  depende del valor de  $M / N$  solamente para el caso de flujo sobre taludes, siendo independiente en otros casos.

Con  $M / N = 1$ , la ecuación (3.51) se transforma en:

$$\frac{\eta'}{\eta} = \frac{1 + \cos \delta}{2} \quad (3.53)$$

y usando la ecuación (3.37), se puede poner:

$$\frac{\eta'}{\eta} = \frac{1 + \sin(\lambda + \beta)}{2} \quad (3.54)$$

El término  $\frac{e_1 \cdot W_s}{e_3 \cdot Fd}$ , incluido en la ecuación (3.40) se puede escribir también:

$$\frac{e_1 \cdot W_s}{e_3 \cdot Fd} = \frac{e_2}{e_3} \frac{W_s}{Fd} \frac{e_1}{e_2} = \frac{1}{N} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \phi} \quad (3.55)$$

de acuerdo con las ecuaciones (3.34) y (3.48").

Para  $\frac{M}{N} = 1$ , la ecuación (3.50) se transforma en:

$$N = \frac{\eta}{2} \quad (3.56)$$

Si se sustituyen las ecuaciones (3.55) y (3.56) en la ecuación (3.40), la expresión del ángulo  $\beta$  se convierte en:

$$\beta = \operatorname{arctg} \left( \frac{\cos \lambda}{\frac{2 \operatorname{sen} \theta}{\eta \operatorname{tg} \phi} + \operatorname{sen} \lambda} \right) \quad (3.57)$$

En resumen, se puede decir que el factor de seguridad para protecciones de escollera colocadas sobre taludes donde el flujo tiene una componente de velocidad no horizontal, depende de los siguientes factores:

- Propiedades de la roca.
- Inclinação del talud.
- Características del flujo.

Dichos factores están relacionados entre sí mediante las siguientes ecuaciones:

$$SF = \frac{\cos \theta \operatorname{tg} \phi}{\eta' \operatorname{tg} \phi + \operatorname{sen} \theta \cos \beta} \quad (3.35)$$

$$\eta = \frac{21 \tau_s}{(\gamma_s - 1) \gamma_a K} \quad (3.48)$$

$$\eta' = \eta \left( \frac{1 + \operatorname{sen}(\lambda + \beta)}{2} \right) \quad (3.54)$$

$$\beta = \arctg \left[ \frac{\cos \lambda}{\frac{2 \operatorname{sen} \theta}{\eta \operatorname{tg} \phi} + \operatorname{sen} \lambda} \right] \quad (3.57)$$

Dada una roca de tamaño representativo  $K$ , peso específico  $\gamma_s$  y ángulo de rozamiento interno  $\phi$ , y dado un campo de velocidades que forma un ángulo  $\lambda$  con la horizontal y que produce una tensión tangencial  $\tau_s$  en un talud cuya inclinación viene dada por un ángulo  $\theta$ , se puede obtener el factor de seguridad de la misma mediante la resolución de las cuatro ecuaciones expuestas.

Una vez obtenido éste, y en función del valor del mismo, se puede concluir lo siguiente:

- Si  $SF > 1$  la protección de escollera se puede considerar segura.
- Si  $SF = 1$  los bloques o partículas de roca que forman la escollera se encuentran en la condición de comienzo de arrastre.
- Si  $SF < 1$  la protección de escollera no se puede considerar segura y por tanto podría fallar.

## B) Flujo horizontal sobre el talud

En la mayoría de los casos, el ángulo que forma la dirección del flujo con la horizontal es muy pequeño y se puede asumir que  $\lambda \approx 0$ , con lo que las ecuaciones (3.54) y (3.57) se simplifican, quedando:

$$\beta = \arctg \left( \frac{\eta \operatorname{tg} \phi}{2 \operatorname{sen} \theta} \right) \quad (3.58)$$

$$\eta' = \frac{1 + \operatorname{sen} \beta}{2} \quad (3.59)$$

Sustituyendo estas expresiones en la ecuación (3.35), la expresión del factor de seguridad para flujo horizontal sobre un talud queda de la forma:

$$SF = \frac{SFm}{2} \left[ \left( \xi^2 + 4 \right)^{1/2} - \xi \right] \quad (3.60)$$

siendo:

$$\xi = SFm \cdot \eta \cdot \sec\theta \quad (3.61)$$

$$SFm = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \theta} \quad (3.62)$$

y resolviendo estas ecuaciones en función de  $\eta$ , se tiene:

$$\eta = \left( \frac{SFm^2 - SF^2}{SFxSFm^2} \right) \cos\theta \quad (3.63)$$

donde  $SFm$  es el factor de seguridad para protecciones de escollera sobre un talud en el caso de no existir flujo. A menos que el flujo esté por encima del talud, el factor de seguridad de la protección de escollera no puede ser nunca mayor que  $SFm$ .

### C) Flujo sobre un lecho plano con pendiente

El flujo sobre un lecho plano, el cual forma un ángulo  $\alpha$  con la horizontal en el sentido hacia aguas abajo de la corriente, es equivalente a considerar un flujo oblicuo sobre un talud, con  $\theta = \alpha$  y  $\lambda = 90^\circ$ .

Aplicando las ecuaciones (3.35), (3.54) y (3.57) en este supuesto, se obtiene:

$$\beta = 0$$

$$\eta' = \eta$$

$$SF = \frac{\cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi}{\eta \operatorname{tg} \phi + \operatorname{sen} \alpha} \quad (3.64)$$

para el caso de flujo sobre un lecho plano que forma un ángulo  $\alpha$  con la horizontal.

Despejando el valor de  $\eta$  en la ecuación anterior, se obtiene:

$$\eta = \cos \alpha \left[ \frac{1}{SF} - \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \phi} \right] \quad (3.65)$$

**D) Flujo sobre un lecho plano horizontal**

En el caso de un flujo plenamente desarrollado sobre un lecho plano horizontal ( $\alpha = 0$ ) en el cual se tiene una protección de escollera, la ecuación (3.64) se reduce a:

$$SF = \frac{1}{\eta} \quad (3.66)$$

Si las partículas o bloques que forman la protección de escollera se encuentran en la condición de comienzo de arrastre, esto implica que  $SF=1$  y  $\eta=1$ , con lo que la ecuación (3.48) se transforma, en este caso, en:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - 1)\gamma_a K} = 0.047$$

la cual coincide con el criterio de Meyer-Peter para inicio del movimiento.

**3.3.4.- Relación entre tensión tangencial y velocidad.**

Con objeto de comparar las ecuaciones previamente desarrolladas con otras empleadas para el diseño de protecciones de escollera, es necesario relacionar la magnitud de las fuerzas tractivas que actúan sobre una protección de escollera colocada sobre el lecho o sobre los taludes con las velocidades del flujo en las proximidades de la protección.

En el caso de flujo turbulento plenamente desarrollado, la relación entre la velocidad local “u” y la profundidad “y” sobre el lecho es:

$$u = 2.50u_* \ln \left( 30.2 \frac{y}{K} \right) \quad (3.67)$$

siendo  $u_*$  la velocidad de corte, o velocidad de fricción, definida como:

$$u_* = \left( \frac{\tau_s}{\rho} \right)^{1/2} \quad (3.68)$$

Esta ecuación de distribución de velocidad fue deducida por Keulegan y empleada por Einstein en la investigación de la función de arrastre de fondo.

Si se selecciona como velocidad de referencia,  $u_r$ , la velocidad tomada a una distancia  $y = k$  sobre el lecho, se tiene:

$$u_r = 2.50u_* \ln 30.2 = 8.50u_* \quad (3.69)$$

El valor de la velocidad de referencia,  $u_r$ , dado por esta última ecuación es el mismo que el empleado por Campbell en los estudios realizados para el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos.

De las ecuaciones (3.68) y (3.69) se puede obtener una relación entre  $u_r$  y  $\tau_s$ :

$$\rho u_r^2 = 72\tau_s \quad (3.70)$$

Esta relación es únicamente válida en casos de flujo uniforme en canales prismáticos y anchos en los cuales el flujo es totalmente turbulento. A efectos de diseño esta ecuación resulta aplicable en zonas donde el flujo tiende a acelerarse (ej: aletas de un contradique), no siendo adecuada, en cambio, en zonas donde el flujo tiende a decelerarse o detrás de estructuras de disipación de energía, ya que en estas zonas la tensión cortante es mayor que la que resultaría aplicando la ecuación (3.70) debido a la turbulencia del flujo.

Sustituyendo la ecuación (3.70) en la (3.48) se puede obtener el valor del factor de estabilidad:

$$\eta = \frac{0.30 \cdot u_r^2}{(\gamma_s - 1)gk} \quad (3.71)$$

La velocidad media en la vertical,  $U$ , viene dada por la expresión:

$$U = 2.50u_* \ln \left( 12.30 \frac{y_o}{k} \right) \quad (3.72)$$

siendo:

$y_o$ : calado del flujo.

Esta ecuación junto con la (3.67) fueron obtenidas por Keulegan.

La relación entre la velocidad de referencia,  $u_r$ , y la velocidad media local  $u$ , resulta ser:

$$\frac{u_r}{u} = \frac{2'50 u_* \ln 30'2}{2'50 u_* \ln \left( 12'30 \frac{y_o}{k} \right)} = \frac{3'40}{\ln \left( 12'30 \frac{y_o}{k} \right)} \quad (3.73)$$

El factor de estabilidad  $\eta$  se puede escribir también en términos de velocidad media local, a partir de las ecuaciones (3.71) y (3.73):

$$\eta = \frac{\varepsilon u^2}{(\gamma_s - 1) g k} \quad (3.74)$$

siendo:

$$\varepsilon = 0'30 \left[ \frac{3'40}{\ln \left( 12'30 \frac{y_o}{k} \right)} \right]^2 \quad (3.75)$$

La expresión usada por Searcy (1967) en el Bureau of Public Roads para determinar la “velocidad contra la piedra” es la siguiente:

$$\frac{u_s}{U} = \frac{1}{0'958 \log \left( \frac{y_o}{K} \right) + 1} \quad (3.76)$$

siendo:

$u_s$  : velocidad contra la piedra.

$U$  : velocidad media en el canal

La velocidad contra la piedra,  $u_s$ , puede ser considerada como la velocidad que se obtiene de la ecuación (3.67) para una distancia  $y = 0'39k$  sobre el lecho.

En canales anchos la velocidad media local (depth-averaged velocity) y la velocidad media (mean velocity) en el canal son aproximadamente iguales, con lo que la velocidad contra la piedra y la velocidad de referencia se pueden relacionar mediante la siguiente expresión:

$$\frac{u_r}{u_s} = \frac{u_r}{U} \cdot \frac{U}{u_s} = \frac{3'40 \left[ 0'958 \log \left( \frac{y_o}{k} \right) + 1 \right]}{\ln \left( 12'30 \frac{y_o}{k} \right)} \quad (3.77)$$



obtenida a partir de las ecuaciones (3.73) y (3.76).

Para valores de  $y_0/k$  comprendidos entre  $1 \times 10^0$  y  $1 \times 10^6$ , el valor de  $\frac{u_r}{u_s}$  es aproximadamente 1'40.

La expresión del factor de estabilidad,  $\eta$ , en función de la velocidad contra la piedra se puede obtener a partir de la ecuación (3.71) haciendo  $\frac{u_r}{u_s} = 1.40$ , quedando de la siguiente forma:

$$\eta = \frac{0'60 u_s^2}{(\gamma_s - 1) g k} \quad (3.78)$$

### 3.3.5.- Tamaño representativo de los bloques de escollera.

En estudios de erosiones en las salidas de pasos y alcantarillas, Stevens fue capaz de agrupar un rango amplio de datos de erosión empleando la siguiente expresión:

$$K = \left( \frac{\sum_{i=1}^{10} d_i^3}{10} \right)^{1/3} \quad (3.79)$$

para obtener el tamaño efectivo o representativo de los bloques (o granos) del material graduado, siendo:

$$d_i(i=1) = \frac{d_0 + d_{10}}{2}$$

$$d_i(i=2) = \frac{d_{10} + d_{20}}{2}$$

$$d_i(i=10) = \frac{d_{90} + d_{100}}{2}$$

Los términos  $d_0, d_{10}, \dots, d_{100}$  corresponden a los diámetros del tamiz para los cuales el 0%, 10%, ..., 100% del material (en peso) es más fino. La ecuación (3.79) es equivalente a determinar la media aritmética de la suma de los pesos de las partículas individuales.

En los estudios realizados por Stevens, la relación  $k/d_{50}$  varía entre los valores 1'005 y 2'25, siendo normalmente  $k \leq d_{67}$ .

## **CAPITULO 4**

### **REVISIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO APLICABLES AL DIMENSIONAMIENTO DE PROTECCIONES DE ESCOLLERA**

#### **4.1.- Introducción**

La determinación del tamaño del riprap es uno de los factores más importantes para poder definir posteriormente una graduación óptima. Los métodos de cálculo existentes en la actualidad presentan limitaciones, algunas de las cuales podrían ser las siguientes:

- Muchos de los métodos existentes han evolucionado a partir de conceptos de transporte de sedimentos, los cuales usan la tensión tractiva para definir la estabilidad de las partículas. Esta tensión tractiva, para un tamaño de escollera dado, se determina en base a los conocidos coeficientes de Shields.
- Una gran parte de los métodos empleados para el cálculo de transporte de sedimentos y dimensionamiento de escolleras vienen usando un coeficiente de Shields constante para flujo turbulento rugoso. Otros métodos usan también distribuciones logarítmicas de velocidad para relacionar velocidad con tensión tractiva.
- Los resultados de varias investigaciones han demostrado que el coeficiente de Shields varía para rugosidades relativas altas y que las distribuciones logarítmicas de velocidad están también afectadas por la rugosidad relativa, lo cuál significa que ciertos métodos de cálculo de tamaño de escollera no serían aplicables en casos de rugosidades relativas altas.
- Los métodos de cálculo basados en la tensión tractiva presentan una desventaja adicional debido a que, desde el punto de vista ingenieril, la tensión tractiva local resulta mucho más difícil de medir y conceptualizar que la velocidad.

- La mayoría de los métodos existentes no tiene en cuenta el efecto de la graduación, espesor y forma de la piedra.

## 4.2.-Revisión de los criterios de cálculo existentes

### A) Esfuerzo cortante

Uno de los criterios más usados en la metodología existente para el cálculo de la estabilidad de protecciones de escollera es el del *esfuerzo cortante, tensión tractiva ó fuerza tractiva crítica*. El concepto de estabilidad basado en la tensión tractiva fue usado en primer lugar por Dubuat (1786), aunque éste no se hizo popular hasta Schoklitsch (1914). Lane (1953) usó la fuerza tractiva para el diseño de canales estables en materiales no cohesivos. Anderson, Paintal y Davenport (1968) utilizaron una aproximación basada en la fuerza tractiva para el desarrollo de un método de diseño de protecciones de escollera el cuál tenía en cuenta la inclinación de los taludes y el efecto de las curvas. Este trabajo fue la base para el desarrollo de la metodología presentada por el U.S. Department of Transportation en la Hydraulic Engineering Circular nº 15 (HEC-15). También la metodología desarrollada por el U.S. Army Corps of Engineers en sus manuales de los años 1970 y 1971 se basaba en el concepto de la fuerza tractiva. Otros métodos, también basados en la fuerza tractiva, incorporan además conceptos de probabilidad y coeficientes de seguridad en el diseño, como los desarrollados por Li et al. (1976) y por Stevens y Simons (1971).

El esfuerzo cortante que ejerce un fluido sobre el contorno de un canal en el caso de un flujo uniforme se puede expresar como:

$$\tau = \gamma_w DS \quad (4.1)$$

siendo:

$\gamma_w$  : Peso específico del agua

D : Calado

S : Pendiente de la línea de energía

Esta ecuación se puede escribir también en función del Radio Hidráulico (R):

$$\tau = \gamma_w RS \quad (4.2)$$

Esta fuerza impuesta, calculada por las ecuaciones (4.1) ó (4.2) es equiparable a la capacidad de la partícula para resistir el movimiento, denominada tensión tractiva crítica.

La expresión de ésta, de acuerdo a los análisis realizados por Carter, Carlson y Lane, es:

$$\tau_c = C_I(\gamma_s - \gamma_w)d \tan \phi \quad (4.3)$$

siendo:

$C_I$  : Coeficiente

$\gamma_s$  : Peso específico de la piedra

$d$  : Tamaño de la partícula

$\phi$  : Ángulo de rozamiento interno

La formulación de las relaciones entre la tensión tractiva con otras variables a través del análisis dimensional dependen de los parámetros que se consideren significativos en dicho análisis. La más conocida es la obtenida por Shields en 1936:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w)d} = f\left(\frac{U_* d}{\nu}\right) \quad (4.4)$$

siendo:

$U_*$ : Velocidad de corte

Algunos de los métodos de cálculo existentes en la actualidad utilizan distribuciones logarítmicas de velocidad para determinar la relación entre velocidad y fuerza tractiva en el contorno de un canal. La ecuación universal de distribución de velocidad para superficies rugosas es la siguiente:

$$\frac{V_y}{U_*} = \frac{2.3}{\kappa} \log \frac{30(y + y_0)}{K_S} \quad (4.5)$$

siendo:

$V_y$ : Velocidad local a una distancia  $y$  del fondo

$\kappa$ : Constante de Von Karman

$K_S$ : Rugosidad equivalente

Integrando la ecuación (4.5) a lo largo de toda la profundidad del flujo se obtienen relaciones que permiten determinar la velocidad media. En el caso de canales anchos con flujo esencialmente bidimensional, la relación obtenida es:

$$\frac{V}{U_*} = \frac{2.3}{\kappa} \log \frac{11.1D}{K_S} \quad (4.6)$$

Las dificultades más comunes que surgen en la aplicación de las distribuciones logarítmicas de velocidad en superficies rugosas son las siguientes:

- i) No existe un acuerdo general en cuanto a la localización del origen. La relación entre velocidad y fuerza tractiva es bastante sensible a la localización del mismo.
- ii) No hay acuerdo en cuanto al valor a adoptar para  $K_s$ , habiéndose usado valores en estudios previos comprendidos entre  $d_{50}$  y  $3.5 d_{84}$
- iii) Efectos de la rugosidad relativa
- iv) Existe un considerable desacuerdo en cuanto a la variación de valor de la constante de Von Karman en flujos limpios frente a flujos cargados de sedimentos

En resumen, se puede concluir que en los casos en que se tengan rugosidades relativas altas no debe usarse ni un coeficiente de Shields de valor constante ni distribuciones logarítmicas de velocidad.

## B) Velocidad

Otros métodos de cálculo desarrollados más recientemente relacionan el tamaño o peso de la escollera con la velocidad del flujo en el canal.

Graf (1971) desarrolló la siguiente ecuación general:

$$\frac{V_b^2}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)gd} = \frac{2K_3(\tan\phi \cos\alpha - \sin\alpha)}{C_d K_1 + C_L K_2 \tan\phi} \quad (4.7)$$

siendo:

$V_b$ : Velocidad en el fondo

$\rho_s$ : Densidad de la piedra

$K_1, K_2, K_3$ : Coeficientes

$\alpha$ : Ángulo del fondo con la horizontal en la dirección del flujo

$C_d$ : Coeficiente de arrastre (drag coefficient)

$C_L$ : Coeficiente de despegue (lift coefficient)

Forchhemeir (1914) presentó la relación desarrollada mucho antes por A. Brahms (1753):

$$V_b = C_3 W^{1/6} \quad (4.8)$$

siendo:

$W$ : Peso de la piedra no sumergida

Esta ecuación es una forma simple de la ecuación (4.7)

Isbash (1938) obtuvo una relación entre el tamaño de piedra usado en el cierre de presas con una velocidad de fondo que denominó “velocidad contra la piedra”. La ecuación (4.7) fue empleada por Isbash y sirvió de base para la redacción del documento del U.S. Army Corps of Engineers denominado Hydraulic Design Criteria (HDC Hoja 712-1). Esta publicación utiliza la velocidad media en lugar de la velocidad de fondo, lo cual implica que el método resulte conservador en casos de flujos de baja turbulencia.

La guía de diseño de protecciones de escollera elaborada por The National Crushed Stone Association (1978) está basada también en la velocidad media del flujo. La División de Autopistas del Estado de California (California Division of Highways) utiliza una ecuación de diseño similar a la (4.7) en el desarrollo de su metodología de cálculo (1970).

Blodgett y McConaughy (U.S. Geological Survey) (1986) propusieron una sencilla relación entre el tamaño de la piedra y la velocidad media en una sección del canal, basada en datos experimentales:

$$D_{50} = 0.01 V_a^{2.44} \quad (4.9)$$

relación que no tiene en cuenta para nada variables como talud, peso específico de la piedra, forma del canal, etc.

Existen también una serie de formulaciones basadas en la relación entre la velocidad media y el calado, que son utilizadas también en el cálculo de la estabilidad de las partículas. Éstas se han escrito de forma parecida para facilitar su comparación:

Straubb (1953) :

$$\frac{d}{D} = 0.31 \left[ \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \right)^{1/2} \frac{V}{\sqrt{gD}} \right]^3 \quad (4.10)$$

Neill (1967):

$$\frac{d}{D} = 0.32 \left[ \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \right)^{1/2} \frac{V}{\sqrt{gD}} \right]^{2.5} \quad (4.11)$$

Bogardi (1968):

$$\frac{d}{D} = 0.26 \left[ \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \right)^{1/2} \frac{V}{\sqrt{gD}} \right]^{2.47} \quad (4.12)$$

Grace, Calhoun y Brown (1973), Maynard (1978) y Reese (1984):

$$\frac{d_{50}}{D} = C_4 \left[ \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \right)^{1/2} \frac{V}{\sqrt{gD}} \right]^3 \quad (4.13)$$

Combinando y ordenando dos ecuaciones que usan diferentes criterios, como la (4.4) y la (4.6), el U.S. Army Corps of Engineers (1970) desarrolló su método de cálculo de escollera basado en la velocidad media y el calado:

$$d_{50} = \frac{\gamma_w V^2}{C_C (\gamma_s - \gamma_w) \left( 32.6 \log \frac{11.1D}{d_{50}} \right)^2} \quad (4.14)$$

Usando los coeficientes adecuados, las ecuaciones (4.13) y (4.14) proporcionan resultados similares para un rango amplio de valores de  $d/D$ . Reese (1984) demostró que estas dos relaciones difieren únicamente en el perfil de velocidades usado. La ecuación (4.13) se basa en un perfil lineal mientras que la (4.14) utiliza una distribución logarítmica de velocidades.

Un aspecto importante de los métodos de cálculo de protecciones de escollera que usan la velocidad como parámetro de diseño, es la decisión de que tipo de velocidad usar. En este sentido existen diversas opiniones:

- Algunas formas de velocidad en el fondo son las más representativas debido a que es la velocidad del flujo en la zona más cercana al fondo.



- Sin embargo esta velocidad resulta muy difícil de predecir y de medir (Bogardi 1978) debido a que la velocidad cerca del fondo varía rápidamente con la distancia al mismo.
- Las velocidades del flujo en la superficie son fáciles de medir pero difíciles de predecir y no resultan representativas debido a que están muy lejos del fondo.
- Bogardi (1978) recomendó el uso de la velocidad media en relaciones de velocidad crítica. Esta velocidad es la más fácil de calcular, tanto con el uso de métodos numéricos como físicos.

### **C) Graduación, espesor y forma de las piedras**

Los efectos de la graduación en la estabilidad o resistencia de las partículas son generalmente tenidos en cuenta mediante el cálculo del tamaño característico de la piedra, el cuál es representativo de alguna graduación. A efectos de resistencia, generalmente se toma como tamaño característico a la fracción mayor, al contrario que en el caso de estabilidad dónde el tamaño característico es variable. Así, diversos autores han utilizado distintos tamaños representativos para varios fines:

Einstein (1942) encontró el  $D_{35}$  como el tamaño efectivo para el movimiento de mezclas de arena.

Schoklitsch (1962) utilizó el  $D_{40}$  para cálculos de estabilidad.

La División de Autopistas de California (1970) utilizó el  $W_{33}$  en su formulación de cálculo de tamaños de escollera.

Peterka (1958) utilizó el  $D_{40}$  para el cálculo del tamaño de la escollera a colocar aguas abajo de los estanques amortiguadores de energía.

Shen y Lu (1983) encontraron que el  $D_{30}$  era el tamaño característico de las superficies con material no uniforme en lechos armados.

Anderson, Paintal y Davenport (1968) demostraron con sus resultados que para un mismo tamaño medio las protecciones de escollera con tamaños no uniformes son menos estables que las de tamaño uniforme. Esto demuestra que el tamaño característico es menor que el tamaño medio.

Maynard, comparando la estabilidad de varias protecciones de escollera con diferente graduación, encontró que el  $D_{50}$  resultó ser el tamaño característico para protecciones de escollera con un espesor equivalente al  $D_{100}$ .

Muchos métodos de cálculo de tamaños de escollera existentes en la actualidad usan el  $D_{50}$  como tamaño característico de diseño: U.S. Army Corps of Engineers (1970), Anderson, Paintal y Davenport (1968), HEC-15 (1975), Blodget y McConaughy (1986).

En cuanto a la utilización de tablas de graduación de tamaños de escollera estandarizadas, éstas han sido utilizadas por el U.S. Army Corps of Engineers (1971), California Division of Highways (1970), U.S. Army Engineer Division, Lower Mississippi Valley (1982). Simons y Senturk (1977) y el U.S. Department of Transportation (1975) tienen solamente una curva simple que define la graduación de la escollera.

No se han encontrado referencias de estudios acerca de la influencia de la variación del espesor de la capa de protección en la estabilidad de la protección de escollera. La guía elaborada por el USCOE (1971) aconseja un espesor de  $1D_{100}$  ó  $1.5 D_{50}$  (el que resulte mayor de los dos) para protecciones a colocar en seco.

El conocimiento de la influencia de la forma de las piedras en la estabilidad de la escollera resulta importante para seleccionar las que resultan aceptables. A esto contribuyeron los trabajos de Olivier (1967) y de Neill (1968). Actualmente son aceptadas y seguidas las especificaciones del USCOE (1970):

- Piedras predominantemente angulares
- No más del 25 % de las piedras tendrán un ratio longitud  $l$  / anchura  $b > 2.5$
- Ninguna piedra tendrá  $l/b > 3.0$

#### **D) Efectos de la inclinación del talud en la estabilidad**

La magnitud del ángulo del talud tiene una gran influencia en la estabilidad de una protección de escollera dispuesta sobre el mismo. Carter, Carlson y Lane (1953) estudiaron el efecto de la inclinación del talud sobre la estabilidad de una partícula mediante la definición de las fuerzas paralela y normal a un talud teórico con inclinación igual al ángulo de reposo del material. La condición de equilibrio establecida por estos autores es la siguiente:

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{\sqrt{W_s^2 \sin^2 \theta + a^2 \tau_s^2}}{W_s \cos \theta} \quad (4.15)$$

siendo:

$W_S$  : Peso sumergido de la piedra

$\theta$  : Ángulo que forma el talud con la horizontal

$a$  : Área efectiva de la partícula

$\tau_S$  : Fuerza tractiva crítica para una partícula sobre un talud

Carter, Carlson y Lane definieron también el ratio de la fuerza tractiva,  $K$ , como el ratio necesario entre fuerzas en un talud para el que se produciría el inicio del movimiento:

$$K = \frac{\tau_S}{\tau_C} = \cos \theta \sqrt{1 - \frac{\text{tg}^2 \theta}{\text{tg}^2 \phi}} = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \phi}} \quad (4.16)$$

ecuación que es utilizada en varios métodos de diseño de protecciones de escollera existentes actualmente.

Graf (1971) propuso una formulación alternativa, incluyendo la fuerza ascensional ( $F_L$ ) y el ángulo de inclinación de la fuerza de arrastre o tensión tractiva,  $\beta$ , como resultado de los movimientos secundarios, los cuales tienen lugar con mayor intensidad en los tramos curvos de los canales. La condición de equilibrio así obtenida es:

$$\text{tg} \phi = \frac{\sqrt{W_S^2 \text{sen}^2 \theta + 2a\tau_S W_S \text{sen} \theta \text{sen} \beta + a^2 \tau_S^2}}{W_S \cos \theta - F_L} \quad (4.17)$$

La ausencia de datos y estudios acerca del valor del ángulo  $\beta$  hace que la formulación propuesta por Graff haya sido poco utilizada hasta el momento actual.

Christensen (1972) desarrolló un método para el análisis de la estabilidad de una partícula colocada sobre un talud el cuál incluye también la fuerza de sustentación  $F_L$ , y demuestra que la relación dada por la ecuación (4.16) es poco conservadora.

Stevens y Simons (1971) determinaron la estabilidad de las partículas colocadas sobre un talud en base a un análisis de momentos en lugar de fuerzas. Este método permite el cálculo de un factor de seguridad relativo, concluyendo sus autores que el método propuesto por Carter, Carlson y Lane obtiene unos tamaños de escollera mayores que éste.

Se ha realizado también algún test a escala real para determinar la aplicabilidad de la fórmula de Hudson (1958) a las protecciones de escollera dispuestas sobre taludes de canales.

Dicha fórmula se puede escribir de la siguiente manera:

$$W = \frac{\gamma_s H^3}{K_D \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3 c \operatorname{tg} \theta} \quad (4.18)$$

siendo:

$W$  : Altura de la ola

$K_D$  : Coeficiente de estabilidad

Debido a que las fuerzas debidas al oleaje actúan frontalmente sobre el talud, de arriba hacia abajo, los efectos de la inclinación del talud sobre la estabilidad era de esperar que resultasen más severos que en el caso de un canal donde las fuerzas actúan en dirección longitudinal al talud. De los resultados obtenidos se puede concluir que la ecuación (4.16) sobreestima el efecto de la inclinación del talud sobre la estabilidad de las partículas colocadas sobre el mismo.

#### 4.3.- Revisión de la técnica de diseño de las protecciones de escollera ó riprap

Existe actualmente un gran número de estudios o aproximaciones que relacionan la magnitud y dirección de las fuerzas que actúan en el contorno de un canal con las fuerzas pasivas que tienden a prevenir la erosión del material del contorno. Estas aproximaciones se pueden incluir en los siguientes grupos:

##### A) *Relación entre la velocidad permisible y el tamaño de la partícula para canales en terrenos cohesivos y no cohesivos.*

En este grupo estarían incluidos:

- Hydraulic Engineering circular n° 11 (HEC-11): Use of riprap for bank protection (Searcy, 1967). Federal Highway Administration (FHWA)
- Bank and shore protection in California highway practice (1970). California Department of Transportation (CALTRANS)
- Hydraulic design of flood control channels, EM 1110-2-1601 (1970). U.S. Army Corps of Engineers (USCOE)

- Sedimentation Engineering, Manual N° 54 (Vanoni, 1975). American Society of Civil Engineers (ASCE)
- Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators. (Peterka, 1958. Engineering monograph n° 25)

**B) Relación entre la velocidad permisible para canales con vegetación y otros tipos de revestimiento.**

- Hydraulic Engineering circular n° 15 (HEC-15): Design of stable channels with flexible linings (Normann, 1975). Federal Highway Administration (FHWA)

**C) Relación entre la tensión en el contorno del canal y el tamaño de las partículas sobre las que actúa.**

- Hydraulic Engineering circular n° 15 (HEC-15): Design of stable channels with flexible linings (Normann, 1975). Federal Highway Administration (FHWA)
- Hydraulic design of flood control channels, EM 1110-2-1601 (1970). U.S. Army Corps of Engineers (USCOE)
- Sediment Transport Technology (1977). Simons and Senturk.

Todas estas aproximaciones al problema asumen las siguientes condiciones:

- flujo uniforme y subcrítico en el tramo considerado (el procedimiento EM-1601 considera también flujo supercrítico)
- canal generalmente de forma trapezoidal con sección y pendiente constante

En varios procedimientos de diseño se usa el esfuerzo cortante o tensión tractiva como indicador de las fuerzas que actúan en el lecho y taludes del canal. La magnitud del esfuerzo cortante depende del calado del flujo y del gradiente de energía en el canal. A menudo valores de la tensión tractiva en un tramo de canal con régimen supercrítico pueden ser menores que en un canal con régimen subcrítico

#### 4.4.- Resumen y agrupación de los métodos más utilizados

Una vez revisados los criterios de diseño y aproximaciones existentes en cuanto a la metodología de cálculo de protecciones de escollera existente actualmente, y con la intención de resumir y ubicar los métodos de cálculo seleccionados en alguna de las categorías establecidas, se puede realizar la siguiente clasificación en cuanto al criterio de diseño seguido:

**A) *Métodos que relacionan el tamaño de la piedra con la tensión tractiva o esfuerzo cortante ejercido sobre el contorno del canal***

- **Método:** Hydraulic Engineering circular n° 15 (HEC-15)  
**Título y fecha:** Design of stable channels with flexible linings (Normann, 1975)  
**Agencia:** Federal Highway Administration (FHWA)
- **Método:** EM-1601  
**Título y fecha:** Hydraulic design of flood control channels, EM 1110-2-1601 (1970)  
**Agencia:** U.S. Army Corps of Engineers (USCOE)
- **Método:** Simons-STT  
**Título y fecha:** Sediment Transport Technology (1977)  
**Agencia:** Simons and Senturk

**B) *Métodos que relacionan el tamaño de la piedra con la velocidad del flujo circulante por el canal***

- **Método:** Hydraulic Engineering circular n° 11 (HEC-11)  
**Título y fecha:** Use of riprap for bank protection (Searcy, 1967)  
**Agencia:** Federal Highway Administration (FHWA)
- **Método:** Cal- & SP  
**Título y fecha:** Bank and Shore Protection in California Highway Practice (1970)  
**Agencia:** California Department of Transportation (Caltrans)
- **Método:** Man-54  
**Título y fecha:** Sedimentation Engineering. Manual n° 54 (Vanoni, 1975)  
**Agencia:** American Society of Civil Engineers (ASCE)

- **Método:** EM-1601 (1994)  
**Título y fecha:** Hydraulics design of flood control channels, EM 1110-2-1601  
**Agencia:** U.S. Army Corps of Engineers (USCOE)
- **Método:** Fórmula de Escaramela y May (1992)  
**Título y fecha:** River and channel revetments. A design manual (1998)  
**Agencia:** HR Wallingford

**C) Métodos que relacionan el tamaño de la piedra con la velocidad del flujo circulante por el canal y cuya formulación sencilla ha sido obtenida de forma empírica**

- **Método:** USBR – EM - 25  
**Título y fecha:** Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators (Peterka, 1958. Engineering monograph n° 25)  
**Agencia:** U.S. Bureau of Reclamation
- **Método:** Bloggett  
**Título y fecha:** Rock riprap design for protection of stream channels near highway structures (1981)  
**Agencia:** U.S. Geological Survey
- **Método:** Fórmula de Pilarczyk (1990)  
**Título y fecha:** River and channel revetments. A design manual (1998)  
**Agencia:** HR Wallingford

**D) Métodos que relacionan la velocidad permisible en canales con presencia de vegetación y otros tipos de revestimiento**

- **Método:** Hydraulic Engineering circular n° 15 (HEC-15)  
**Título y fecha:** Design of stable channels with flexible linings (Normann, 1975)  
**Agencia:** Federal Highway Administration (FHWA)

Todas las metodologías reseñadas asumen las siguientes condiciones:

- Flujo uniforme y subcrítico en el tramo considerado, excepto el procedimiento EM-1601 que considera también flujo supercrítico
- Canal generalmente de forma trapezoidal con sección y pendiente constante

- Tramo de canal recto, excepto el procedimiento EM-1601, el cuál incluye un coeficiente que cuantifica el efecto de una curva, en función de la relación entre el radio de curvatura y la anchura de la superficie libre del canal en la misma.

#### **4.5.- Revisión de los métodos de cálculo existentes**

##### **4.5.1.- Método del Cuerpo de Ingenieros de E.E.U.U. (U.S. Army Corps of Engineers)**

###### **4.5.1.1.- Método descrito en el manual EM-2-1601 (1970)**

Los criterios para el diseño de una protección de escollera presentados en este manual pueden ser clasificados en dos categorías generales: los relacionados con las características físicas del material que forma la escollera y los relacionados con la estabilidad de ésta. Los primeros están basados en los resultados de experiencias de campo y en la práctica, basándose los segundos en la determinación analítica de las fuerzas tractivas creadas por el flujo en el canal y en la capacidad de la protección de escollera para resistir la acción de dichas fuerzas.

Entre los principales factores que condicionan la estabilidad de una protección de escollera frente a las fuerzas erosivas están los siguientes:

- Forma, tamaño, peso y graduación de la piedra
- Taludes, rugosidad, forma, alineación y pendiente de fondo del canal
- Espesor de la protección
- Puesta en obra y tratamiento de los puntos inicial y final

Dado que la mayoría de los factores mencionados han sido ya tratados en otros capítulos de este trabajo, en este punto se incidirá únicamente en lo relativo a la metodología de diseño de un riprap expuesta en el manual.

###### **- Procedimiento de diseño de una protección de escollera**

Una protección de escollera colocada en un canal se encuentra expuesta a la acción de las fuerzas hidrodinámicas de arrastre y ascensionales que tienden a erosionar ésta y a reducir su estabilidad. Estas fuerzas, debidas ambas a la acción de la velocidad del flujo, son proporcionales a la tensión tractiva local en el contorno del canal. Por otra parte, las fuerzas que tienden a resistir el movimiento son: el peso sumergido de la piedra y la componente descendente de la fuerza debida al contacto entre las piedras del revestimiento.



La estabilidad de una protección de escollera depende entonces de la interacción de la tensión tractiva local en el contorno del canal con el tamaño y graduación del material que la constituye.

El método de cálculo de una protección de escollera expuesto en el manual se basa en la aplicación del procedimiento de prueba y error para diferentes tamaños de piedra, caracterizados éstos por el diámetro  $D_{50}$ , y espesores de la protección, ajustados éstos cuando la tensión tractiva calculada resulta menor que la admisible por la escollera seleccionada.

- *Tensión tractiva media*

La tensión tractiva media, o esfuerzo cortante, ejercida por la corriente sobre el contorno del canal correspondiente al perímetro mojado del mismo se calcula mediante la ecuación (4.2) ( $\overline{\tau_0} = \gamma R S$ )

Utilizando la ecuación de Chezy:

$$S_f = \frac{v^2}{C^2 R} \quad (4.19)$$

con:

$$C = 32.6 \log_{10} \left( \frac{12.2R}{k} \right) \quad (4.20)$$

la expresión de la tensión tractiva media queda de la siguiente manera:

$$\overline{\tau_0} = \frac{\gamma V^2}{\left( 32.6 \log_{10} \frac{12.2R}{k} \right)^2} \quad (4.21)$$

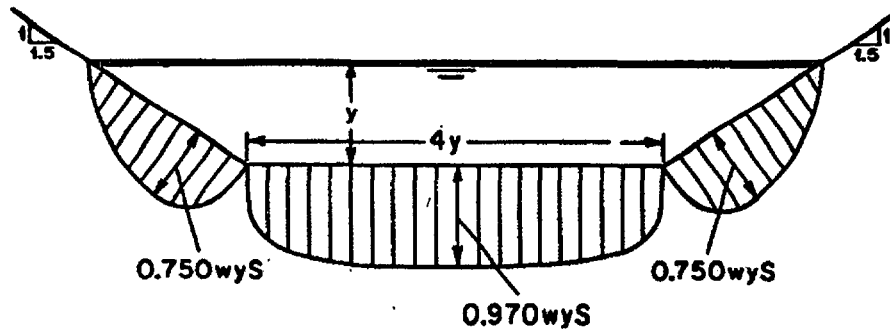
siendo:

$V$  : velocidad media del flujo en la sección transversal (pies / sg)

$k$  : rugosidad equivalente del contorno del canal (pies)

- *Tensión tractiva local*

En un canal trapezoidal recto con igual rugosidad en fondo y en taludes, la tensión tractiva en el contorno del perímetro mojado tiene la distribución representada en la figura



**Figura 4.1.- Distribución de la tensión tractiva**

Si se sustituye en la ecuación (4.21) el radio hidráulico  $R$  por el calado  $y$ , la velocidad media  $V$  por la velocidad media local en la vertical  $\bar{v}$ , y la rugosidad equivalente de la piedra por el diámetro medio teórico,  $D_{50}$ , la tensión tractiva local en cualquier punto del perímetro mojado se puede calcular por la expresión:

$$\tau_0 = \frac{\gamma \bar{v}^2}{\left( 32.6 \log_{10} \frac{12.2y}{D_{50}} \right)^2} \quad (4.22)$$

La velocidad media local en la vertical en cualquier punto puede calcularse por aplicación del denominado *método alpha*.

- *Tensión tractiva en tramos curvos*

La distribución de la tensión tractiva local en una curva de un canal trapezoidal con igual rugosidad en fondo y taludes se puede obtener de acuerdo a las *figuras 4.2 y 4.3* incluidas a continuación.

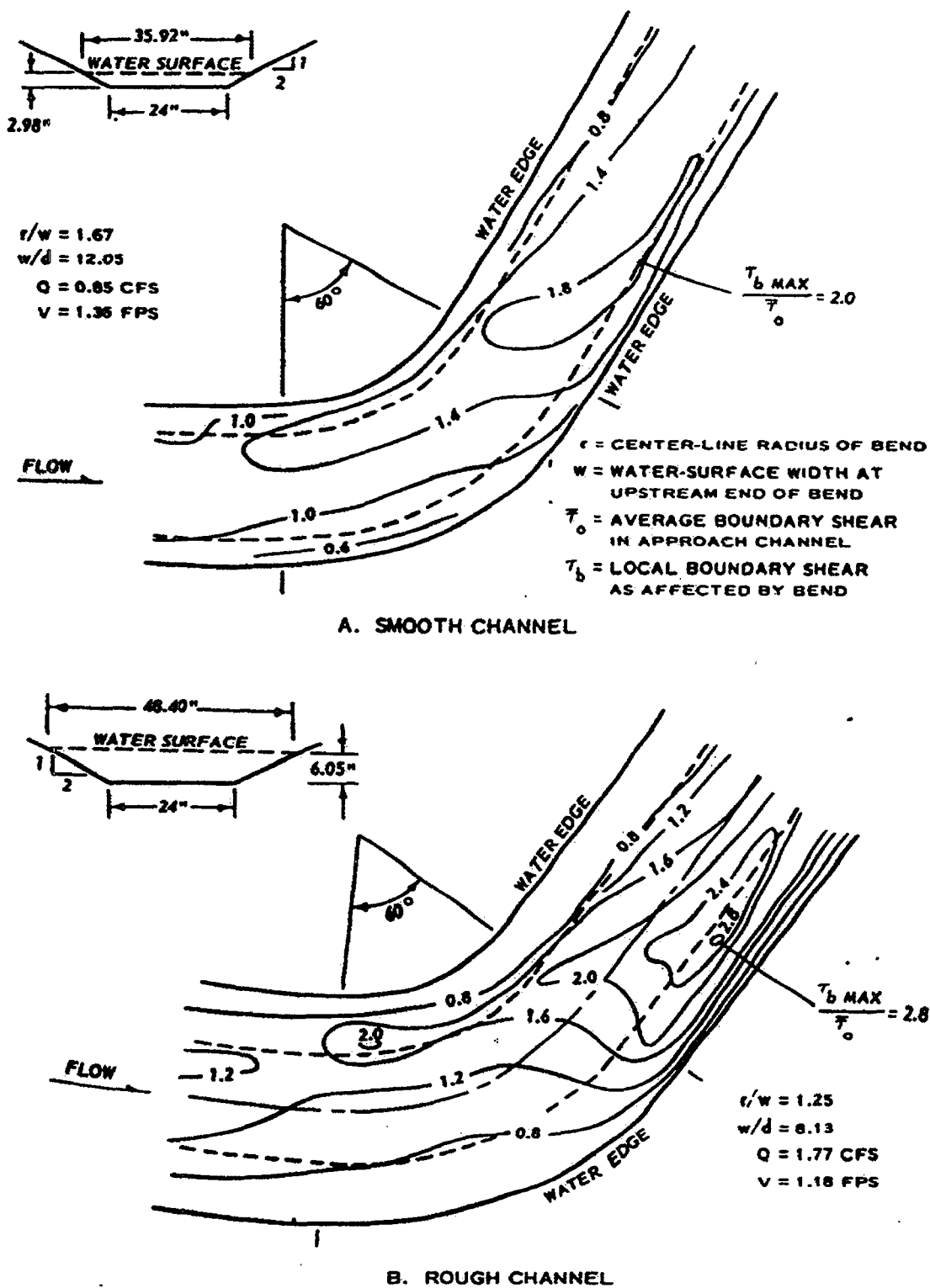


Figura 4.2.- Distribución de la tensión tractiva en tramos curvos

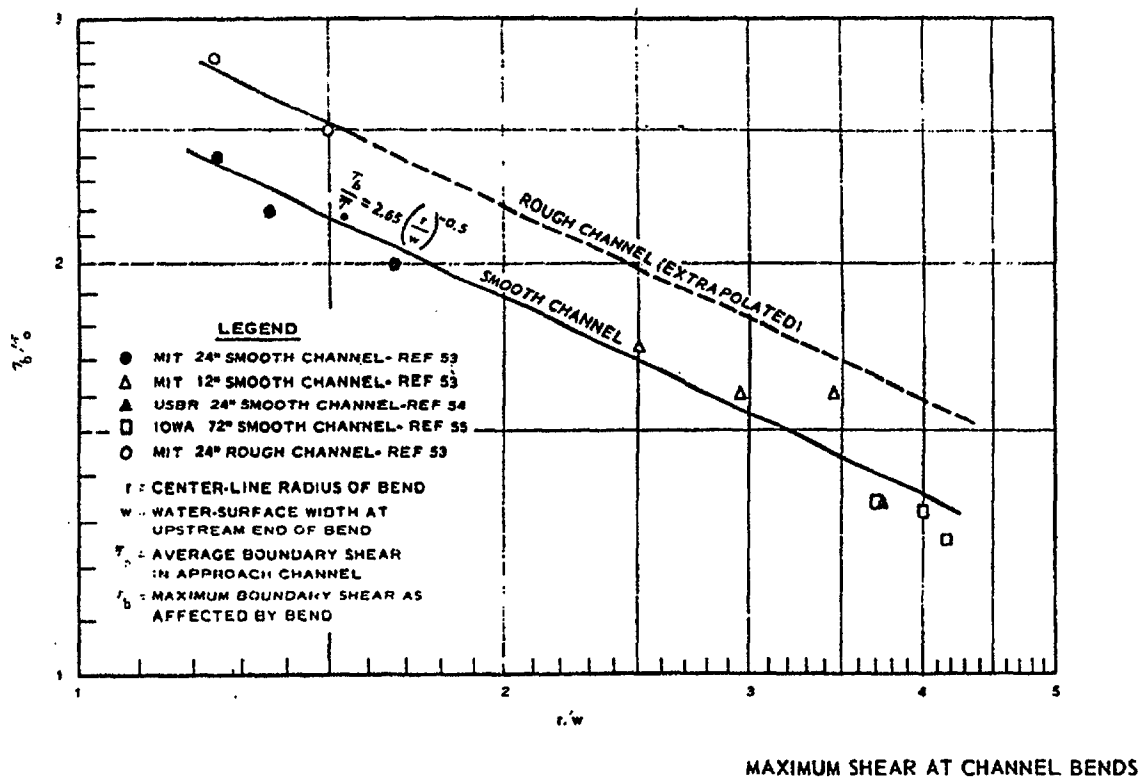


Figura 4.3.- Cálculo de la tensión tractiva en tramos curvos

- *Tensión tractiva de cálculo*

La tensión tractiva de diseño se define como aquella frente a la cuál el riprap dispuesto en el punto donde se produce ésta ofrece una resistencia suficiente. La tensión tractiva de diseño para una protección de escollera dispuesta sobre el fondo de un canal viene dada por la siguiente expresión:

$$\tau = a.(\gamma_s - \gamma)D_{50} \quad (4.23)$$

siendo:

$\gamma_s$  : peso específico saturado de la piedra

$a$  : coeficiente con un valor 0.040

En el caso de una protección de escollera dispuesta sobre el talud del canal, la tensión tractiva de diseño tiene otra expresión:

$$\tau' = \tau \left( 1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta} \right)^{0.5} \quad (4.24)$$

siendo:

$\phi$  : ángulo que forma el talud con la horizontal

$\theta$  : ángulo de rozamiento interno de la escollera, normalmente 40°

Para que la protección de escollera sea estable, la tensión tractiva local en un punto no debe ser mayor a la obtenida con las ecuaciones (4.23) y (4.24) para el tamaño seleccionado de piedra. El manual incluye dos láminas para el cálculo gráfico de la dimensión de la escollera basadas en las ecuaciones anteriores.

El manual incluye también una serie de recomendaciones para la graduación, espesor de la capa de protección y remate de pie y coronación de la protección de escollera.

#### 4.5.1.2 Método descrito en el manual “Hydraulic Design of Flood Control Channels” (Julio 1991/Junio 1994)

Este método está basado en numerosos datos obtenidos a partir de experiencias de laboratorio que fueron comparadas con datos reales por Maynard (1988). El método fue desarrollado tanto para flujos en canales construidos por el hombre como para flujos en canales naturales, siendo válido solamente en zonas con flujos de baja turbulencia y en canales con taludes 1.5H / 1V o menores. La sección del canal a proteger no debe estar inmediatamente aguas abajo de estructuras de amortiguación de energía (stilling basins) o de otras áreas de alta turbulencia. La ecuación básica para el cálculo del tamaño representativo de la piedra en canales rectos o curvos es la siguiente:

$$D_{30} = S_F C_S C_V C_T d \left[ \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \right)^{1/2} \frac{V}{\sqrt{K_1 g d}} \right]^{2.5} \quad (4.25)$$

siendo :

$D_{30}$  : Tamaño de la piedra (pies) para el cual el 30 % es más pequeño en peso

$S_F$  : Coeficiente de seguridad

$C_S$  : Coeficiente de estabilidad para fallo incipiente

$$D_{85}/D_{15} = 1.7 \text{ a } 5.2$$

= 0.30 para rocas angulares

= 0.375 para rocas redondeadas

$C_V$  : Coeficiente de distribución vertical de velocidad

= 1.0 para canales rectos y parte interior de curvas

=  $1.283 - 0.2 \log (R/W)$  para parte exterior de curvas ( 1 para  $(R/W) > 26$  )

= 1.25, para aguas abajo de canales de hormigón

= 1.25, para final de diques

$C_T$  : Coeficiente de espesor

el mayor de los valores siguientes:

1.0 para espesores =  $1 \times D_{100}$  (max)

1.50  $\times D_{50}$  (max)

$d$  : Profundidad o calado del flujo en el mismo punto donde se ha medido la velocidad, (pies).

$\gamma_s$  : Peso específico de la piedra, (libras/pie<sup>3</sup>)

$\gamma_w$  : Peso específico del agua (libras/pie<sup>3</sup>)

$V$  : Velocidad media local (local depth averaged velocity),  $V_{ss}$  para protecciones de escollera en taludes (pies/sg)

$g$  : Constante de gravitación universal (pies/sg<sup>2</sup>)

$K_I$  : Factor de corrección de la inclinación del talud

- **Estimación de la velocidad**

**A) Velocidad media local (Local depth averaged velocity):** Es la velocidad media del agua sobre un punto en una sección del canal, sin importar la forma de éste. Esta velocidad se determina a menudo de antemano por modelos físicos o numéricos, o bien por medidas realizadas en campo. En el caso de protección de taludes, la velocidad media local es la velocidad media que existe sobre un punto situado a una distancia igual al 20 % de la longitud total del talud, medido desde la base del talud en sentido hacia la superficie libre del agua.

**B) Velocidad media en el canal:** Se define como el caudal total (pies<sup>3</sup>/sg ó m<sup>3</sup>/sg) dividido por el área efectiva de flujo (pies<sup>2</sup> ó m<sup>2</sup>). Cuando se diseña una protección para una curva en un canal natural, la velocidad media debe ser tomada en una sección situada aguas arriba del final de la curva.

- **Relaciones entre los tamaños de la piedra**

Algunos diseñadores prefieren el uso del parámetro  $D_{50}$  para el diseño de las protecciones de escollera. La relación aproximada entre  $D_{50}$  y  $D_{30}$  es la siguiente:

$$D_{50} = D_{30} \left( \frac{D_{85}}{D_{15}} \right)^{1/3}$$

La ecuación (4.25) puede usarse tanto en el Sistema Internacional como en otros, y está limitada a pendientes longitudinales del cauce inferiores al 2%.

- **Coefficiente de seguridad**

La ecuación (4.25) da como resultado un tamaño de roca que debe ser incrementado para resistir tanto las fuerzas hidrodinámicas como una gran variedad de fuerzas no hidrodinámicas impuestas y/o condiciones físicas incontrolables. La mejor manera de realizar el cálculo del incremento de tamaño de la roca puede ser el aumento del valor del coeficiente de seguridad, el cual ya de por sí deberá tener un valor superior a la unidad. El valor mínimo del coeficiente de seguridad es  $S_F = 1,10$ , pudiendo ser incrementado debido a las siguientes condiciones:

- i) Fuerzas de impacto debidas a troncos, ramas de árboles, embarcaciones, hielo, escombros flotantes, etc. El impacto producirá más daño a una sección protegida con un riprap ligero que a otra protegida con un riprap pesado.
- ii) Los parámetros básicos para el cálculo del tamaño de la piedra tales como velocidad, peso específico de la roca y calado, deben ser determinados lo más fielmente posible. Para compensar los posibles errores cometidos en la estimación de estos parámetros se debe incluir un factor de seguridad en el cálculo, o bien estimar estos parámetros de un modo muy conservador. Dentro de estos, el parámetro al cual el tamaño y el espesor de la roca son más sensibles es a la velocidad media del agua sobre la base o comienzo de la protección de escollera (un 10% de cambio en la velocidad puede suponer casi un 100% de cambio en los límites en peso de la graduación de la escollera y sobre un 30% en el espesor del riprap). El tamaño de la escollera es también bastante sensible al peso específico de la roca que se use (un 10% de variación en este parámetro puede suponer un 70% de cambio en los límites en peso de la graduación de la escollera y sobre un 20% en el espesor de la capa de protección).  
El tamaño de la escollera no es, sin embargo, muy sensible al calado de agua en el canal.
- iii) El vandalismo y/o el robo de piedras es un problema serio en áreas urbanas donde se colocan protecciones con piedras de pequeño tamaño. El uso de piedras con un  $W_{50}$  (min) aproximado de 23 Kg (50 lb) ayuda a prevenir robos y vandalismo. A veces es preferible el uso de escollera cogida con mortero (grouted riprap) en las zonas mas propensas al vandalismo.

- iv) A pesar de los esfuerzos que se hayan podido realizar para la obtención de una buena graduación de la roca a lo largo de la capa de protección resultante, considerada en su totalidad, es inevitable que en la misma existan zonas puntuales donde haya rocas de pequeño tamaño. Este problema de puesta en obra se asume que ocurrirá en todas las obras que incluyan trabajos de colocación de riprap, pero más frecuentemente en aquellos trabajos que requieran almacenamiento o acarreos adicionales, debiendo considerar en estos últimos un valor del factor de seguridad mayor.
- v) El valor del coeficiente de seguridad debe ser incrementado también en zonas donde se produzcan severos ciclos de hielo-deshielo.

- **Aplicaciones**

- A) La protección del talud exterior de los canales rectos en la zona situada inmediatamente aguas abajo de curvas debe ser diseñada usando los valores de la velocidad calculados para el tramo en curva. En proyectos donde el coste de la escollera es alto puede estar justificada la realización de un modelo del canal que permita localizar los puntos donde la velocidad tiene un valor más alto.

La ecuación (4.25) ha sido desarrollada en la *lámina n° 4.2* para aplicación a espesores de 1 D<sub>100</sub> (max),  $\gamma_s = 165$  pcf y Sf = 1,1. Para valores de  $\gamma_s \neq 165$  se puede usar la *lámina n° 4.3* cuando D<sub>30</sub> se ha determinado a partir de la *lámina n° 4.2*.

El factor de corrección del talud K<sub>1</sub> se define normalmente por la expresión:

$$K_1 = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}} \quad (4.26)$$

siendo:

$\theta$ : ángulo que forma el talud con la horizontal

$\phi$ : ángulo de rozamiento del material de la escollera (normalmente 40°)

Los resultados obtenidos por Maynard (1988) muestran que la ecuación (4.26) es conservadora y que el ángulo de rozamiento de la escollera no tiene un valor constante de 40° sino que depende de varios factores. La relación recomendada para K<sub>1</sub> en función de  $\theta$  se da en la *lámina n° 4.4*, obtenida ésta usando la ecuación (4.26) con  $\phi = 40^\circ$ . Usando la curva recomendada, el menor volumen de roca por unidad de longitud de orilla protegida (talud protegido) se da para taludes comprendidos entre 1,5H/1V y 2H/1V.



La *lámina n° 4.4* incluye también una corrección para el valor del ángulo del talud cuando el parámetro  $D_{30}$  se ha determinado a partir de la *lámina n° 4.2*.

En la *lámina n° 4.5* figura la corrección para la distribución vertical de velocidad en curvas. Esta misma lámina incluye también un gráfico con los resultados de los experimentos efectuados para determinar los efectos de un aumento del espesor de la capa de protección de escollera por encima del valor  $1 \times D_{100}$ . El coeficiente de espesor  $C_T$  cuantifica el incremento de estabilidad que tiene lugar cuando la capa de protección tiene un espesor mayor que  $1D_{100}$  (max) o  $1,5D_{50}$  (max).

#### B) Método de cálculo gráfico

Los pasos a seguir son los siguientes:

- 1) Determinar la velocidad media del flujo en el canal, usando para ello el modelo HEC-2, HEC-RAS ú otros programas de cálculo, o bien mediante medida directa.
  - 2) Determinar el valor de  $V_{SS}$  a partir de la *lámina n° 4.1*.
  - 3) Determinar el valor de  $D_{30}$  a partir de la *lámina n° 4.2*.
  - 4) Corregir el resultado obtenido para diferentes valores del peso específico de la piedra, taludes, distribución vertical de velocidades o espesor de la capa de escollera usando para ello las *láminas n° 4.3 a 4.5*.
  - 5) Establecer la gradación para  $D_{30} (\text{min}) \geq D_{30}$  calculado.
- Alternativamente a los pasos 3) y 4) se puede usar la ecuación (4.25) en combinación con las *láminas n° 4.4 y 4.5*.

- C) Este procedimiento de cálculo puede usarse tanto en canales naturales con protección de escollera únicamente en taludes así como en canales prismáticos con protección de escollera en lecho y en taludes.
- D) En algunos casos en los que una gran parte del perímetro del canal se protege con escollera, la velocidad media del flujo en el canal, el calado y el tamaño de la piedra resultan ser dependientes uno de otro, por lo cuál se requiere un proceso iterativo de búsqueda de la solución.
- E) En casos especiales de cauces trenzados y en algunos cauces meandriformes, donde el flujo incide a menudo con las orillas formando ángulos muy agudos (ángulos de flujo incidente), el método de cálculo del tamaño de la piedra requiere modificaciones en dos aspectos: el método de estimación de la velocidad y el coeficiente de distribución de velocidad ( $C_v$ ). Todos los demás factores y coeficientes son aplicables.

F) Las transiciones en el cauce que llevan consigo un cambio de la sección en forma o tamaño requieren también protección con escollera. Este método de cálculo es aplicable para transiciones graduales donde el flujo es tranquilo. En zonas donde el flujo cambia de lento a rápido para volver luego a lento se deben usar métodos de dimensionamiento de escolleras propios de estructuras hidráulicas (HDC 7 12-1). En transiciones convergentes, el procedimiento basado en la ecuación (4.25) puede ser usado tal cual. En transiciones divergentes el flujo puede concentrarse en uno de los lados de la expansión y las velocidades de diseño deben incrementarse. Para instalaciones situadas inmediatamente aguas abajo de canales de hormigón, se debe usar un coeficiente de distribución vertical de velocidad de 1,25 debido a la diferencia en el perfil de velocidad entre las dos superficies.

• **Diseño de protecciones de escollera en lechos con pendientes fuertes**

En cauces con caudal unitario bajo se puede usar la escollera como protección en lechos con fuertes pendientes, comprendidas éstas entre el 2 y el 20%. Una aplicación típica es un canal de descarga o un tobogán. La ecuación para calcular el tamaño de la piedra es la siguiente:

$$D_{30} = \frac{1,95 \cdot S^{0,555} \cdot q^{2/3}}{g^{1/3}} \quad (4.27)$$

siendo:

S : pendiente del lecho

q : caudal unitario

La ecuación (4.27) es aplicable en los casos siguientes:

- Espesores de la protección de escollera de  $1,5 \times D_{100}$
  - Roca angular y con un peso específico de  $2675 \text{ Kg/m}^3$  (167 pcf)
  - $D_{85}/D_{15}$  comprendido entre 1,7 y 2,7
  - Pendientes del lecho comprendidas entre el 2 y el 20%
- *Flujo uniforme.*

La aplicación de esta ecuación se debe realizar de acuerdo a los siguientes pasos:

- 1) Estimar  $q = Q/b$  ( $b$  = anchura de lámina en el canal)
- 2) Multiplicar  $q$  por un factor de concentración de flujo de 1,25. Usar un factor mayor si el flujo de aproximación es retorcido (skewed)

- 3) Calcular  $D_{30}$  usando la ecuación (4.25)
- 4) Usar graduación uniforme con  $D_{85}/D_{15} \leq 2$ , de acuerdo a la *tabla 4.1*
- 5) Restringir la aplicación a canales rectos con taludes de 2,5 H/1V o más tendidos.
- 6) Usar filtros de fábrica debajo de la roca.

Los cálculos de protecciones de escollera en lechos con pendientes muy fuertes dan como resultado, generalmente, tamaños muy grandes de piedra. La escollera trabada con mortero de cemento (grouted riprap) se usa a menudo como alternativa a la piedra suelta en zonas de pendientes fuertes.

Tabla 4.1.- Graduaciones para escollera

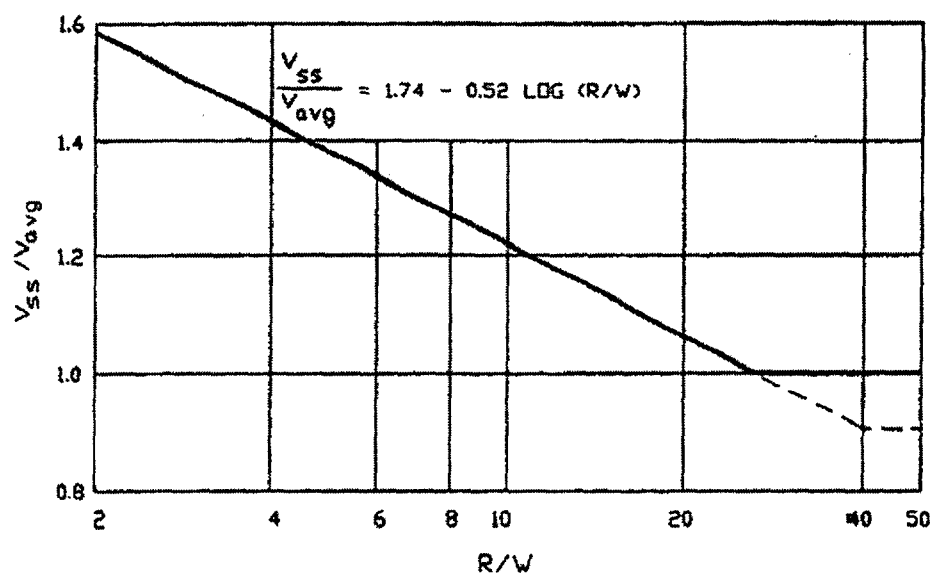
Table 3-1 Gradations for Riprap Placement in the Dry, Low-Turbulence Zones								
Limits of Stone Weight, lb <sup>1</sup> , for Percent Lighter by Weight								
D <sub>100</sub> (max) in.	100		50		15		D <sub>30</sub> (min) ft	D <sub>90</sub> (min) ft
	Max	Min	Max <sup>2</sup>	Min	Max <sup>2</sup>	Min		
Specific Weight = 155 pcf								
9	34	14	10	7	5	2	0.37	0.53 *
12	81	32	24	16	12	5	0.48	0.70
15	159	63	47	32	23	10	0.61	0.88
18	274	110	81	55	41	17	0.73	1.06
21	435	174	129	87	64	27	0.85	1.23
24	649	260	192	130	96	41	0.97	1.40
27	924	370	274	185	137	58	1.10	1.59
30	1,268	507	376	254	188	79	1.22	1.77
33	1,688	675	500	338	250	105	1.34	1.94
36	2,191	877	649	438	325	137	1.46	2.11
42	3,480	1,392	1,031	696	516	217	1.70	2.47
48	5,194	2,078	1,539	1,039	769	325	1.95	2.82
54	7,396	2,958	2,191	1,479	1,096	462	2.19	3.17
Specific Weight = 165 pcf								
9	36	15	11	7	5	2	0.37	0.53 *
12	86	35	26	17	13	5	0.48	0.70
15	169	67	50	34	25	11	0.61	0.88
18	292	117	86	58	43	18	0.73	1.06
21	463	185	137	93	69	29	0.85	1.23
24	691	276	205	138	102	43	0.97	1.40
27	984	394	292	197	146	62	1.10	1.59
30	1,350	540	400	270	200	84	1.22	1.77
33	1,797	719	532	359	266	112	1.34	1.96
36	2,331	933	691	467	346	146	1.46	2.11
42	3,704	1,482	1,098	741	549	232	1.70	2.47
48	5,529	2,212	1,638	1,106	819	346	1.95	2.82
54	7,873	3,149	2,335	1,575	1,168	492	2.19	3.17
Specific Weight = 175 pcf								
9	39	15	11	8	6	2	0.37	0.53 *
12	92	37	27	18	14	5	0.48	0.70
15	179	72	53	36	27	11	0.61	0.88
18	309	124	92	62	46	19	0.73	1.06
21	491	196	146	98	73	31	0.85	1.23
24	733	293	217	147	109	46	0.97	1.40
27	1,044	417	309	209	155	65	1.10	1.59
30	1,432	573	424	286	212	89	1.22	1.77
33	1,906	762	565	381	282	119	1.34	1.94
36	2,474	990	733	495	367	155	1.46	2.11
42	3,929	1,571	1,164	786	582	246	1.70	2.47
48	5,864	2,346	1,738	1,173	869	367	1.95	2.82
54	8,350	3,340	2,474	1,670	1,237	522	2.19	3.17

## Notes:

1. Stone weight limit data from ETL 1110-2-120 (HQUSACE, 1971 (14 May), "Additional Guidance for Riprap Channel Protection, Ch 1," US Government Printing Office, Washington, DC). Relationship between diameter and weight is based on the shape of a sphere.

2. The maximum limits at the W<sub>50</sub> and W<sub>15</sub> sizes can be increased as in the Lower Mississippi Valley Division Standardized Gradations shown in Appendix F.

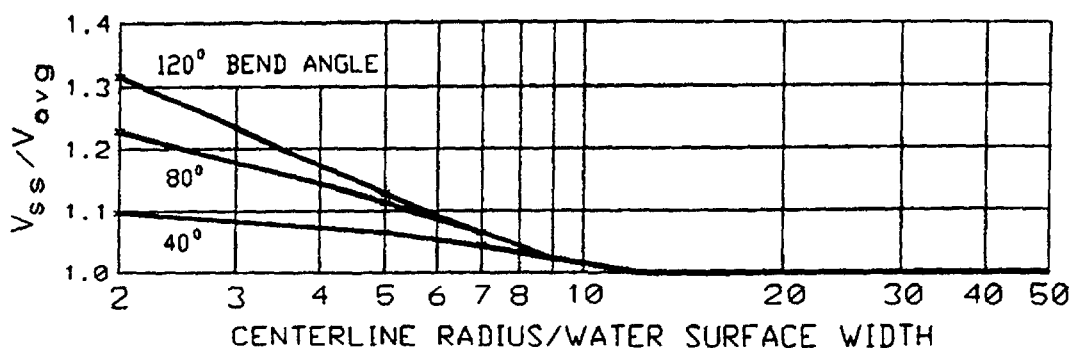
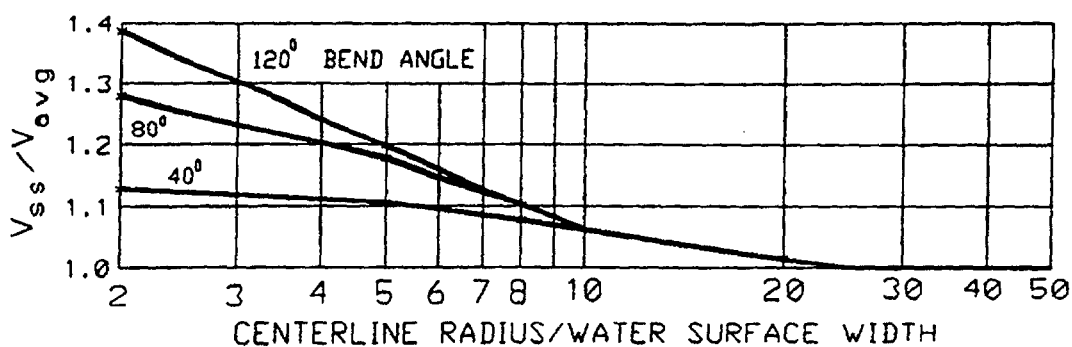
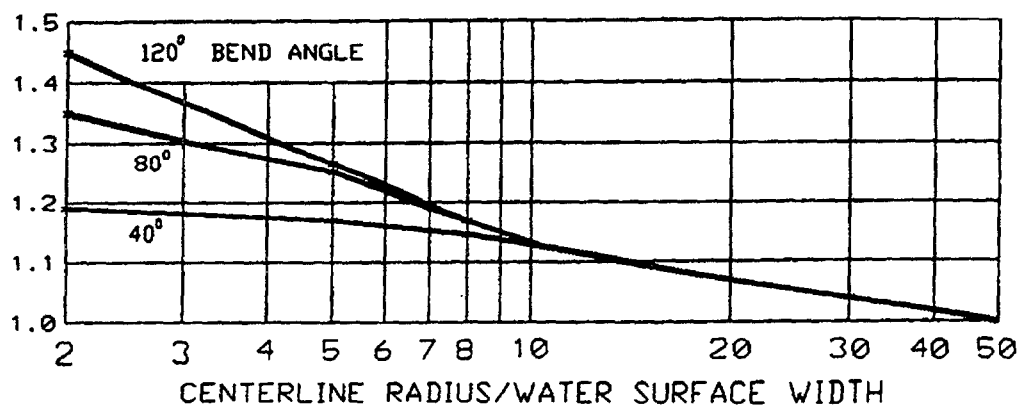
## LÁMINAS



NOTE:  $V_{ss}$  IS DEPTH-AVERAGED VELOCITY AT 20 PERCENT  
OF SLOPE LENGTH UP FROM TOE

### RIPRAP DESIGN VELOCITIES NATURAL CHANNEL

Lámina nº 4.1 (1).- Cálculo de velocidades para diseño de protecciones de escollera en tramos curvos (canales naturales)



NOTE:  $V_{ss}$  IS DEPTH-AVERAGED VELOCITY AT 20 PERCENT OF SLOPE LENGTH UP FROM TOE, MAXIMUM VALUE IN BEND

CURVES BASED ON STREMR NUMERICAL MODEL (BERNARD AND SCHNEIDER 1992)

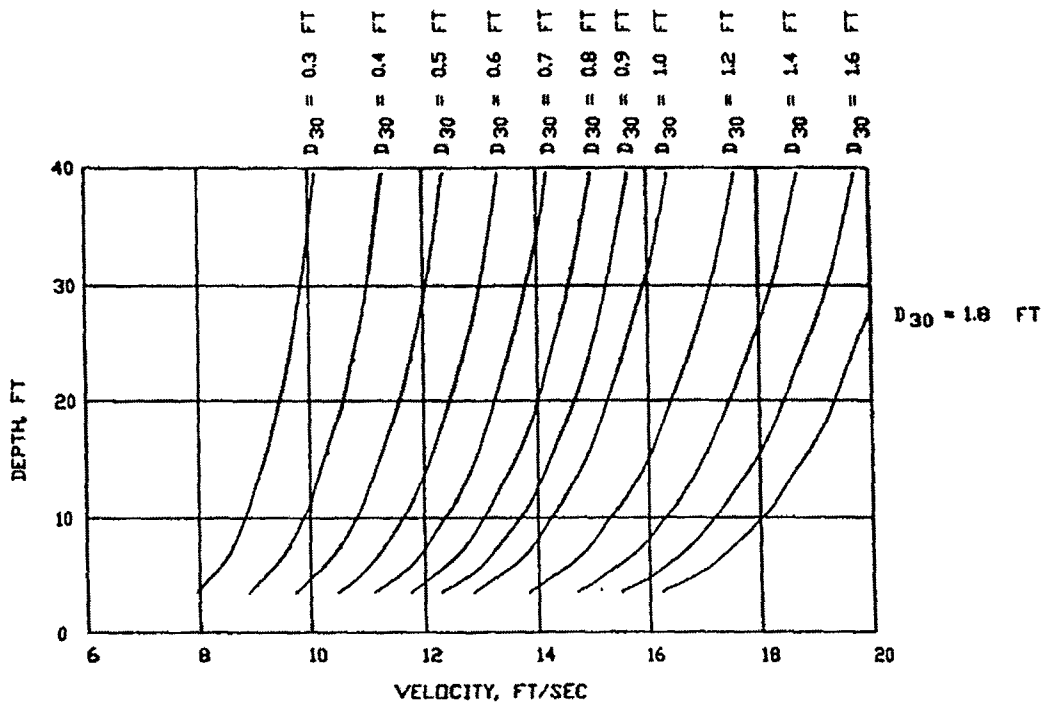
APPLICABLE TO 1V:1.5H TO 1V:3H SIDE SLOPES

$n/(\text{MAXIMUM DEPTH})^{1/6} \leq 0.026$

### RIPRAP DESIGN VELOCITIES

TRAPEZOIDAL CHANNEL

Lámina nº 4.1(2).- Cálculo de velocidades para diseño de protecciones de escollera en tramos curvos (canales trapezoidales)

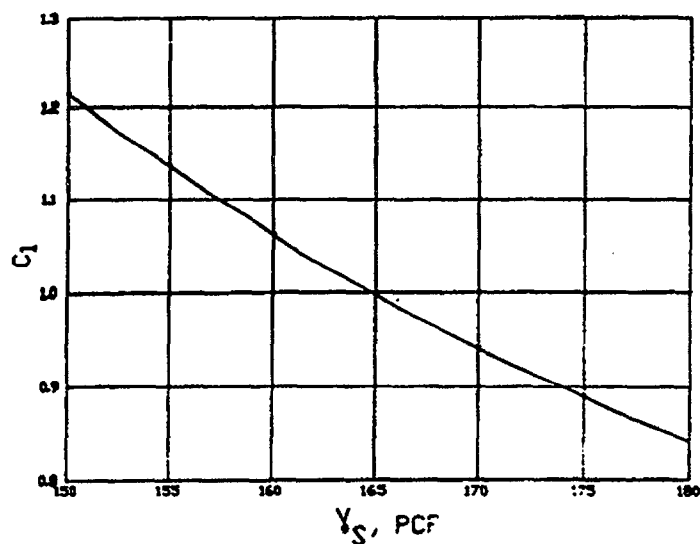


NOTE: APPLICABLE TO THICKNESS  $1D_{100}(\max)$   
AND CHANNEL BOTTOMS OR SIDE SLOPES  
FLATTER THAN OR EQUAL TO 1V ON 4H.  
STONE WEIGHT 165 pcf,  $C_s = 0.30$ ,  $C_v = C_T = 1.0$   
 $S_p = 1.1$  BASED ON EQUATION 3-3.

DEPTH-AVERAGED VELOCITY  
VS D30  
AND DEPTH

Lámina n° 4.2.- Cálculo del tamaño de escollera ( $D_{30}$ ) en función de la velocidad media local y del calado. (Ecuación (4.25))





$$D_{30} = C_1 \cdot (D_{30} \text{ FROM PLATE 37})$$

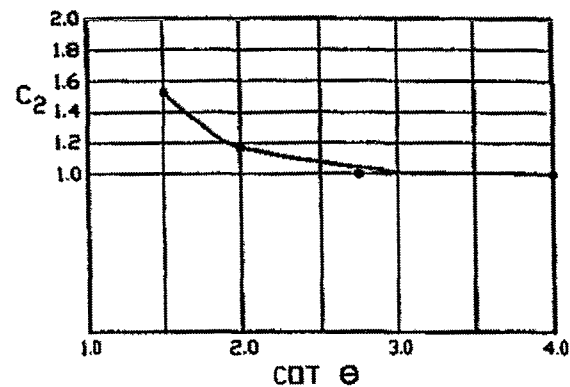
WHERE  $C_1$  = CORRECTION FOR UNIT STONE WEIGHT

NOTE: DO NOT MAKE THIS CORRECTION IF

$D_{30}$  COMPUTED FROM EQUATION 3-3

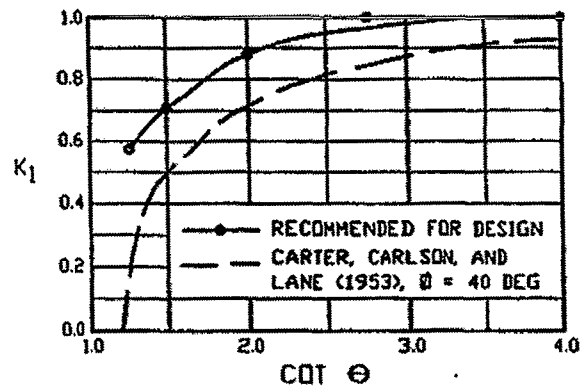
#### CORRECTION FOR UNIT STONE WEIGHT

Lámina nº 4.3.- Corrección del tamaño de escollera  $D_{30}$  obtenido en la lámina 4.2 en función del peso específico de la piedra



$D_{30} = C_2 \times (D_{30} \text{ FROM PLATE 37})$   
 WHERE  $C_2$  = CORRECTION FOR SIDE SLOPE ANGLE  
 NOTE: DO NOT MAKE THIS CORRECTION IF  
 $D_{30}$  COMPUTED FROM EQUATION 3-3. EQUIVALENT TO  
 'RECOMMENDED FOR DESIGN' CURVE IN THE  
 PLOT OF  $K_1$  VERSUS  $\cot \Theta$ .

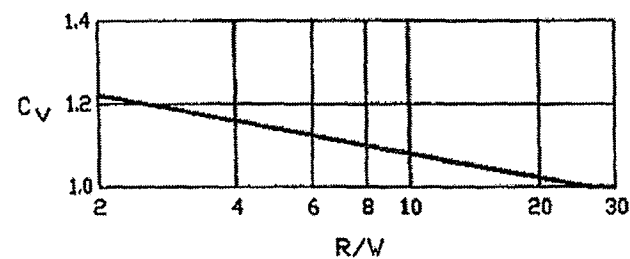
#### CORRECTION FOR SIDE SLOPE ANGLE



$K_1$  = SIDE SLOPE CORRECTION COEFFICIENT  
 FOR USE IN EQUATION 3-3 ONLY.



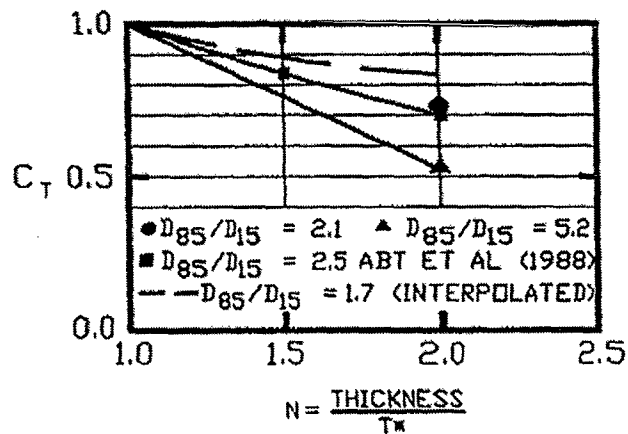
Lámina nº 4.4.- Corrección del tamaño de escollera  $D_{30}$  obtenido en la lámina 4.2 en función del ángulo del talud



$$D_{30} = C_V * (D_{30} \text{ FROM PLATE 37})$$

WHERE  $C_V$  = CORRECTION FOR VERTICAL  
VELOCITY DISTRIBUTION

#### CORRECTION FOR VERTICAL VELOCITY DISTRIBUTION IN BEND AND RIPRAP THICKNESS



WHERE  $C_T$  = CORRECTION FOR THICKNESS

$$= \frac{D_{30} \text{ FOR THICKNESS OF } NT^*}{D_{30} \text{ FOR THICKNESS OF } T^*}$$

$T^* = 1D_{100}$  OR  $1.5D_{50}$ , WHICHEVER IS GREATER

Lámina nº 4.5.- Corrección del tamaño de escollera  $D_{30}$  obtenido en la lámina 4.2 en función del espesor de la protección y de la distribución vertical de velocidad en curvas

#### 4.5.2.- Método de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE)

El método de diseño usado por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) se basa en la ecuación de Isbash (1936) modificada para tener en cuenta los taludes laterales del canal.

El tamaño de roca requerido para un revestimiento dado es función de la velocidad del flujo, usualmente tomada ésta como la velocidad a una distancia de 10 pies (  $\approx 3$  m. ) desde la orilla. El tamaño medio de la roca  $D_{50}$  se determina, en unidades de peso, de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$W = \frac{0,000041 G_s V^6}{(G_s - 1)^3 \cos^3 \theta} \quad (4.28)$$

siendo:

- $W$  : peso de la piedra (libras)
- $V$  : velocidad media local (local depth averaged velocity)  
(normalmente se asume equivalente a la velocidad media  $V_m$ )
- $G_s$  : peso específico relativo de la piedra ( $\gamma_s/\gamma_w$ )
- $\gamma_s$  : densidad de la piedra (libras/pie<sup>3</sup>)
- $\gamma_w$  : densidad del agua (libras/pie<sup>3</sup>)
- $\theta$  : ángulo del talud con la horizontal

El tamaño medio de la roca será entonces:

$$D_{50} = \left( \frac{6W}{\Pi \gamma_s} \right)^{1/3}, \quad \text{con } D_{50} \text{ en pies}$$

#### 4.5.3.-Método del U.S. Bureau of Reclamation (USBR EM-25, Peterka, 1958)

El método del U.S. Bureau of Reclamation fue desarrollado para estimar el tamaño de la roca a ser usado aguas abajo de las estructuras de disipación de energía (stilling basins). El procedimiento fue desarrollado a partir de mediciones realizadas en 11 instalaciones prototipo de canales con velocidades que variaban entre 1 pie/sg (0,30 m/sg) y 18 pies/sg (5,5 m/sg) aproximadamente. La ecuación obtenida para el cálculo del tamaño medio de la roca estable fue la siguiente:

$$D_{50} = 0.0122V_a^{2.06} \quad (4.29)$$

siendo:

$D_{50}$  : tamaño de la roca (pies)

$V_a$  : velocidad media del flujo en el canal (pies/sg)

La curva que se incluye en la página siguiente (*figura 4.4*), permite obtener el tamaño mínimo individual de una piedra para un rango de velocidad en el lecho o velocidad de fondo de hasta 17 pies/sg (5,20 m/sg). En los puntos señalados cerca de la curva, la F significa fallo de la protección de escollera y la S (sucessful) éxito de la misma en instalaciones observadas en campo. Estos datos observados en campo, aunque algunas veces incompletos, confirman la validez de la curva representada en la *figura 4.4* y suponen una base para la selección del tamaño máximo de la roca en una capa de protección formada por una mezcla graduada de ésta.

Las experiencias de campo realizadas por el U.S. Bureau of Reclamation demostraron también que la capa de protección de escollera debe tener un espesor de al menos 1,50 veces la dimensión de las piedras mayores y debe ser colocada sobre un filtro de grava.

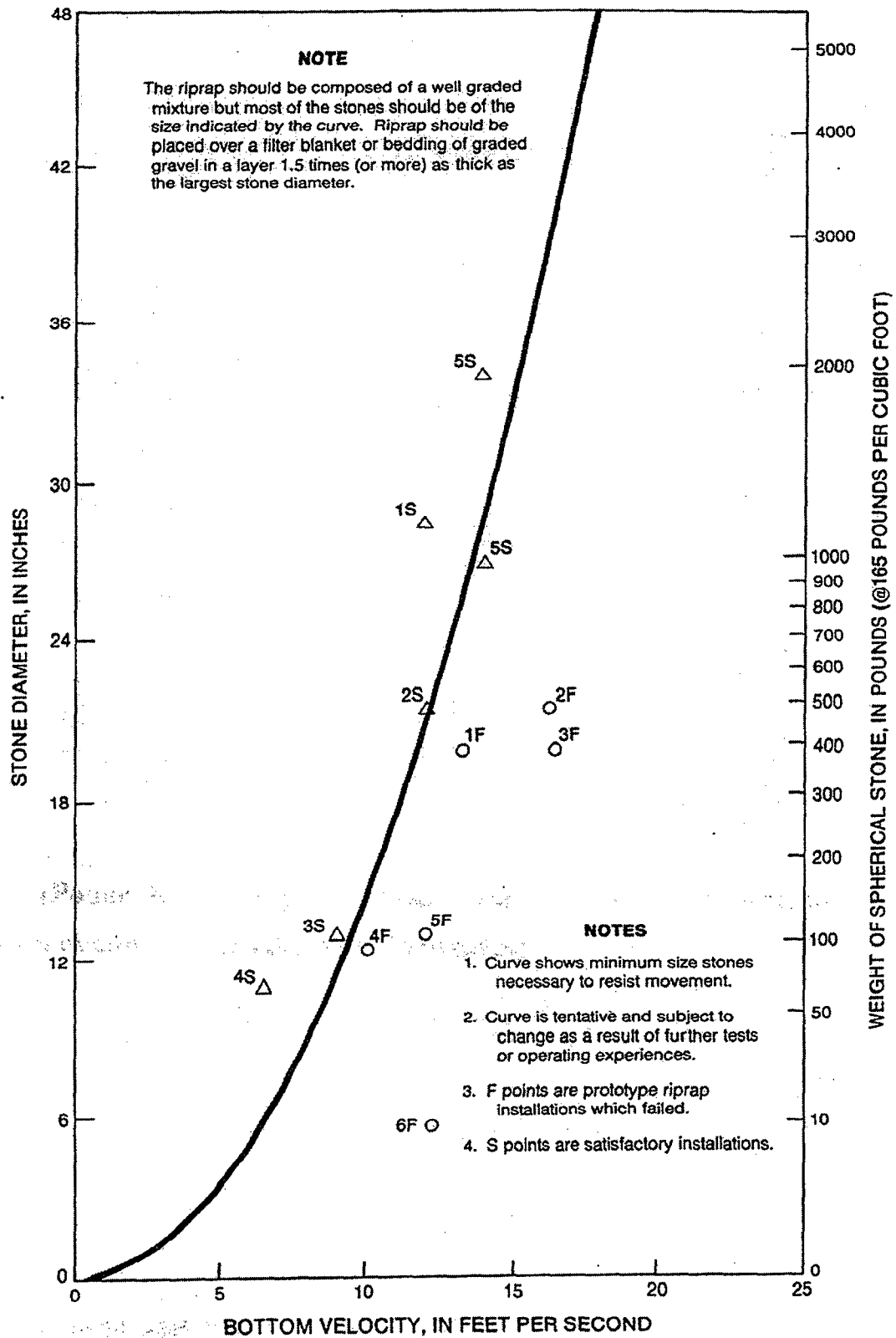


Figura 4.4.- Curva para la determinación del tamaño máximo de la roca en una protección de escollera

Volviendo de nuevo a la curva de la *figura 4.4*, la zona más baja de la misma es una media de los datos obtenidos por Du Buat en 1786, Bouniceau en 1845, Blackwell en 1857, Sainjon en 1871, Suchier en 1874 y Gilbert en 1914. Estos datos son perfectamente comparables con los resultados de los test realizados en la Universidad de Iowa por Chitty Ho, Yun – Cheng Tu, Te Yun Liu y Edward Soucek. Una curva similar fue desarrollada por N. K. Berry en su tesis realizada en la Universidad de Colorado. La ecuación de dicha curva es:

$$U_b = 2,57\sqrt{d} \quad (4.30)$$

siendo:

$U_b$  : velocidad de fondo en el canal (pies/sg)

$d$  : diámetro de la partícula (pulgadas) ( $\gamma_s = 2,65$ )

Mavis y Laushey propusieron otra ecuación para uso en caso de partículas con diferente peso específico:

$$V_b = \frac{1}{2}\sqrt{d}\sqrt{\gamma_s - 1} \quad (4.31)$$

siendo:

$\gamma_s$  : peso específico de la partícula

$d$  : diámetro de la partícula (mm)

Los experimentos realizados en el laboratorio de hidráulica del Bureau of Reclamation en arenas, gravas y piedras con dimensión máxima de 2 ½ pulgadas indicaron que la parte baja de la curva era correcta. Observaciones en campo de protecciones de escollera con tamaños de piedras de hasta 18 pulgadas también indicaron que la curva era correcta en esa zona. De todo esto se deduce que la curva puede ser directamente aplicable para la determinación del tamaño de la roca para protecciones de escollera aunque algunos otros factores que influyen en esta determinación no hayan sido tenidos en cuenta.

El Bureau of Reclamation concluye que, en ausencia de un mayor número de datos y experiencia para la determinación del tamaño de las piedras, se usará la velocidad media, determinada ésta por el cociente entre el caudal y el área mojada en la sección final del cuenco (end sill) y hasta que los efectos de entrelazado entre las piedras sean determinados, la escollera estará formada por piedras con un tamaño determinado a partir de la curva incluida en la *figura 4.4*.

#### 4.5.4.-Método de la Hydraulic Engineering Circular n° 11

##### 4.5.4.1.- Método descrito en la Circular de Junio de 1967 ó Método del Bureau of Public Roads

Searcy (1967) utilizó el resumen realizado en el año 1948 por el Subcomité ASCE sobre protección de taludes para preparar la Circular n° 11 de Ingeniería Hidráulica del Bureau of Public Roads.

El procedimiento básico de diseño expuesto en esta publicación se representa en el diagrama de la figura 4.5. El tamaño de roca necesario para el dimensionamiento de una protección de escollera en fondo y taludes de un canal se determina por un método iterativo de ensayo y error, con el cual a partir de la velocidad y calado del flujo y de un tamaño estimado de roca, se obtiene el tamaño de diseño.

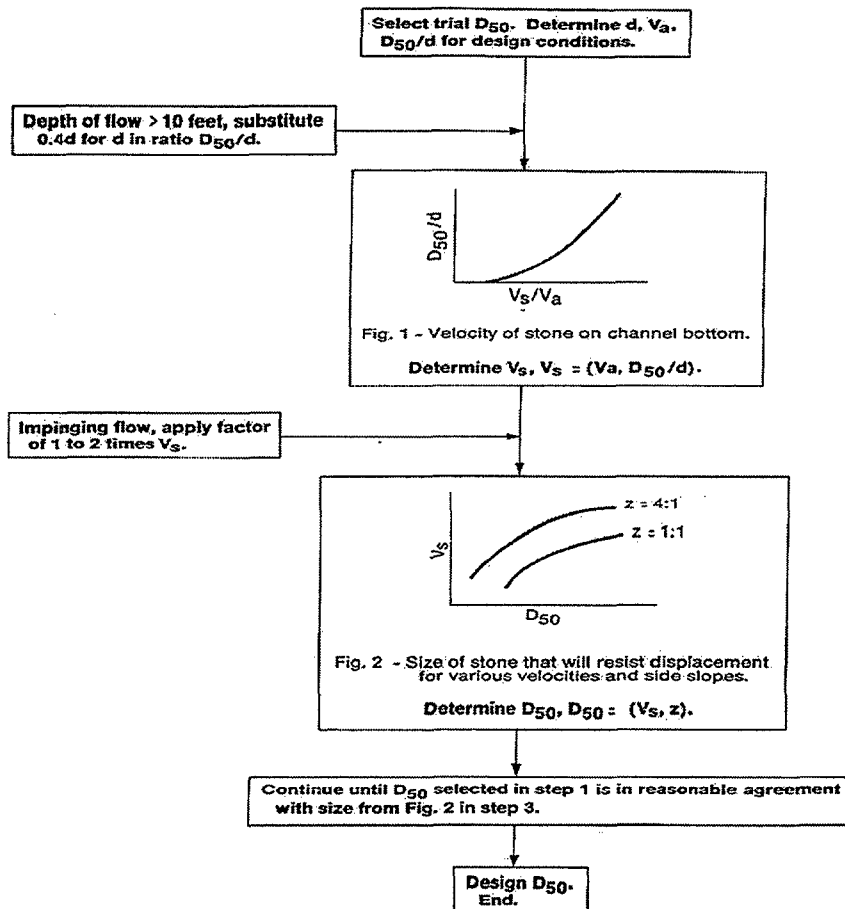
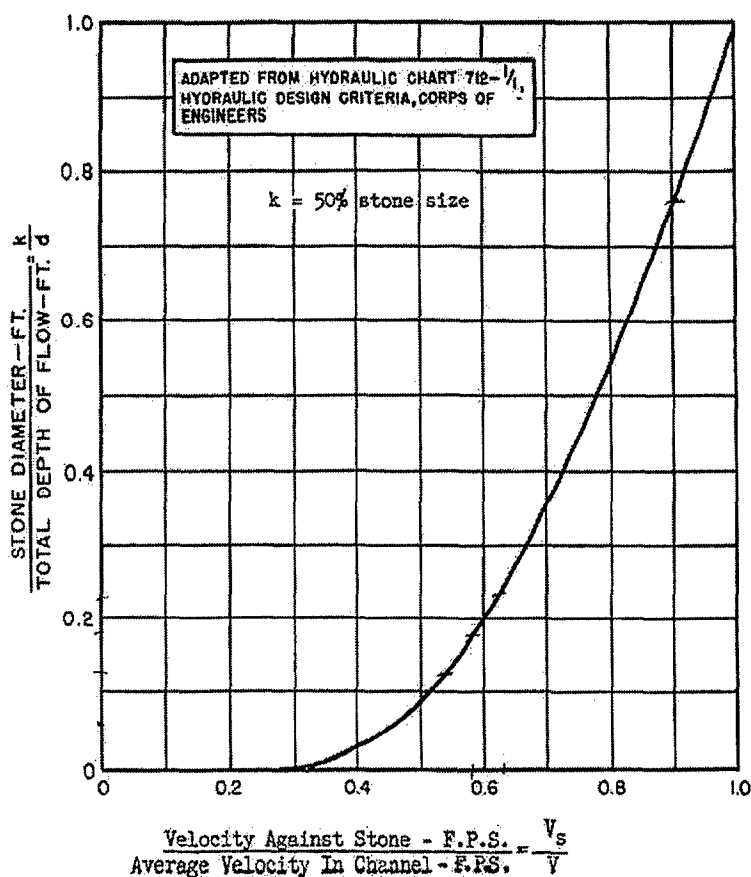


Figura 4.5.- Procedimiento de diseño de una protección de escollera según HEC-11 (El factor k equivale al diámetro  $D_{50}$ )



El procedimiento de cálculo comienza con el uso de la *figura 4.6*, en la cual se relaciona el ratio  $k/d$  con  $V_s/V$ , siendo  $k$  el diámetro medio equivalente de la piedra ( $D_{50}$ ) y  $d$  el calado del flujo, multiplicándose este último por el factor 0,40 cuando su valor excede de 10 pies<sup>1</sup> (3,05 m.). Entrando en esta figura con un valor de  $k/d$ , y conocida la velocidad media del flujo en el canal ( $V$ ), se obtiene la velocidad contra la piedra ( $V_s$ ).<sup>2</sup>



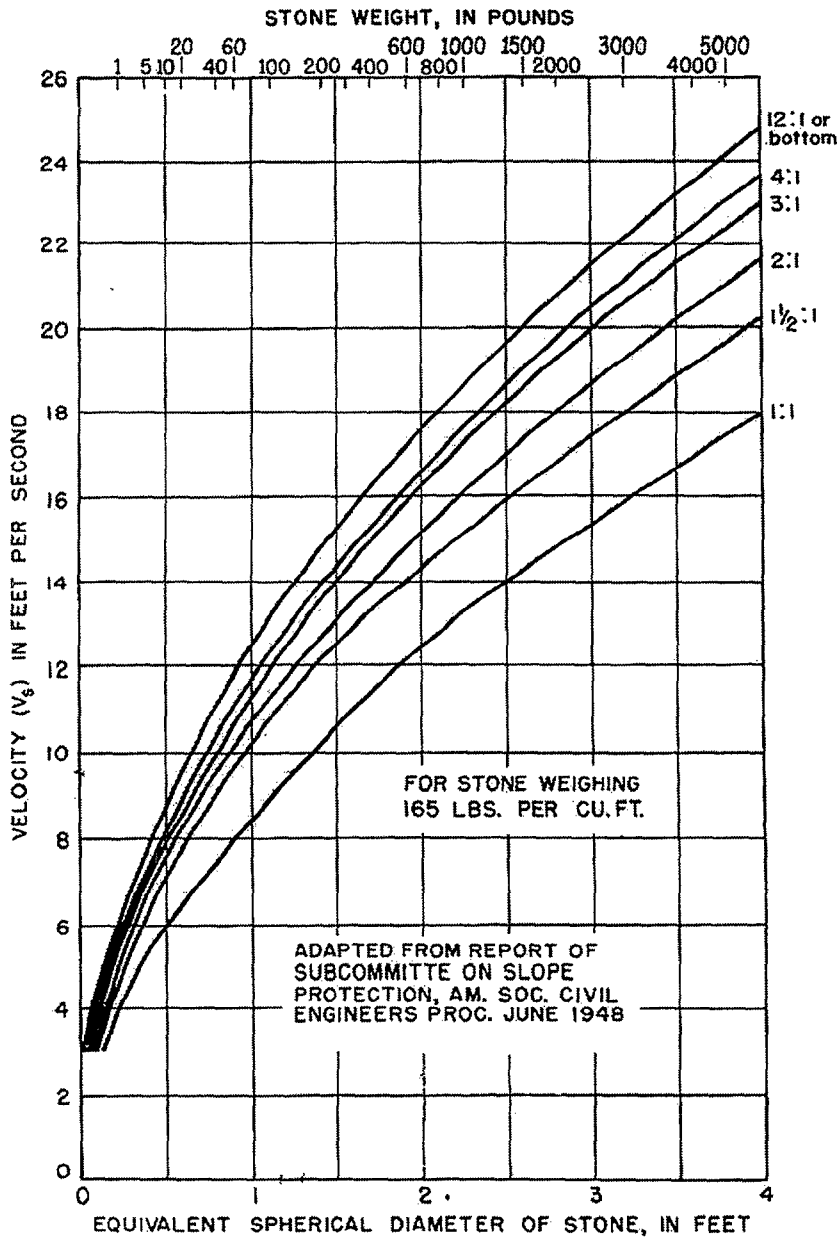
**Figura 4.6.- Velocidad contra la piedra en el fondo de un canal**

Entrando ahora en la *figura 4.7* con el valor de la velocidad contra la piedra ( $V_s$ ), se obtiene el tamaño de la piedra necesario para diversos valores del talud del canal. El tamaño de piedra obtenido es el diámetro medio ( $D_{50}$ ) correspondiente a una escollera bien graduada y con un peso específico de 165 libras/ pie<sup>3</sup> (2,64 Tn/m<sup>3</sup>). En el caso de que el tamaño de piedra obtenido en la *figura 4.7* sea sensiblemente similar al asumido en principio, éste se adoptará como tamaño definitivo. En caso contrario, el procedimiento deberá repetirse para otro tamaño de partida.

<sup>1</sup> La razón para esto es que el uso del calado total puede dar como resultado un tamaño de piedra adecuado para el calado total, pero puede resultar demasiado ligera para que la protección resulte efectiva en las proximidades de la superficie libre del agua.

<sup>2</sup> La velocidad contra la piedra viene dada por:

$$\frac{V_s}{V} = \frac{1}{0,958 \log(y_0/k) + 1}$$



**Figura 4.7.- Tamaño de roca que resistirá desplazamiento en función de la velocidad y de la inclinación del talud**

En los casos en los que el peso específico de la roca sea distinto de 165 libras/ pie<sup>3</sup> (2,64 Tn/m<sup>3</sup>), el tamaño obtenido en la figura anterior se debe corregir mediante la aplicación de la ecuación de Creager:

$$k_w = \frac{102,50k}{2 - 62.50} \quad (4.32)$$

siendo:

$k$  : tamaño de piedra obtenido de la figura 4.7

$k_w$ : tamaño de piedra cuando ésta tiene un peso específico de  $w$  libras/ pie<sup>3</sup>

En los casos particulares en los que el flujo incide directamente sobre la protección de escollera (flujo incidente), tales como cambios bruscos en la alineación de la corriente, el tamaño de roca requerido para que la protección de escollera sea segura es mayor que el obtenido en la *figura 4.7*. En el método expuesto no se cuantifica el incremento de tamaño que se debe aplicar en este caso. Otras metodologías, la mayoría de ellas ya expuestas en el presente trabajo, sí que establecen, sin embargo, alguna recomendación al respecto:

- La División de Autopistas de California (California Division of Highways) recomienda doblar el valor de la velocidad contra la piedra obtenido para corrientes de flujo rectas, antes de entrar en la *figura 4.7* para obtener el tamaño de la piedra.
- Lane recomienda reducir en un 22% la velocidad disponible en canales muy sinuosos e incrementar la velocidad contra la piedra en el mismo porcentaje para determinar el tamaño de roca de acuerdo a la *figura 4.7*

Con todo esto, la metodología desarrollada en el HEC-11 concluye que, a no ser que se disponga de datos específicos para determinar el tamaño de la roca en zonas de flujo incidente, el valor de la velocidad contra la piedra deberá multiplicarse por un factor comprendido entre 1 y 2 (en función de la severidad del ataque de la corriente de flujo), antes de entrar en la *figura 4.7* para determinar el tamaño de la piedra.

#### • **Graduación y Factor de Seguridad**

Dentro de los dos tipos de graduación para las protecciones de escollera recomendados por Murphy y Grace (1963):

- **A-rock** para la cual  $\frac{K}{D_{50}} = 1,08$

- **B-rock** para la cual  $\frac{K}{D_{50}} = 1,36$

Searcy eligió la graduación **A-rock** para formular sus especificaciones.

Analizando los factores de seguridad que corresponderían a tamaños de piedra obtenidos a partir del gráfico de la *figura 4.7*, se puede afirmar lo siguiente:

- En el caso de un fondo plano (curva denominada 12:1 or bottom), los valores del coeficiente de seguridad obtenidos son:

$$SF = 0,78 \text{ usando la graduación B-rock}$$

$SF = 0,63$  usando la graduación A-rock recomendada por Searcy

lo cuál significa que los tamaños de roca para diseño de protecciones de escollera obtenidos a partir de la *figura 4.7* en el caso de flujo sobre lecho horizontal y para ambas graduaciones de escollera, resultan inseguros.

- En el caso de un talud 2:1 y usando la graduación tipo B-rock se obtendría un coeficiente de seguridad  $SF = 0,76$ , el mismo que en el caso de un talud con idéntica inclinación y flujo horizontal, con lo cual el diseño en este caso vuelve a ser inseguro.
- Si se quisiera obtener un factor de seguridad mayor que la unidad en el caso de un talud con inclinación 1:1 a partir de la *figura 4.7*, el ángulo de rozamiento de la escollera debería ser muy alto, del orden de  $\phi = 74^\circ$ . Para obtener ese valor tan elevado la escollera tendría que ser colocada pieza por pieza usando para ello una grúa o cualquier otro procedimiento mecánico, o bien gunitar la roca o colocar gaviones.

Por todo lo cuál se puede concluir que los factores de seguridad obtenidos mediante las curvas representadas en la *figura 4.7* resultan ser menores que la unidad y por tanto los diseños resultan inseguros.

#### 4.5.4.2.- Método descrito en la Circular de 1989

- **Tamaño de la roca**

El método de diseño de protecciones de escollera expuesto en el manual HEC-11 (FHWA, 1989) fue desarrollado para su aplicación en cauces o tramos de cauce con condiciones de flujo típicas de régimen no uniforme y caudales normalmente mayores de 50 pies<sup>3</sup>/sg (1,415 m<sup>3</sup>/sg).

La aplicación de la ecuación expuesta en el manual HEC-11 está limitada a condiciones de flujo uniforme o gradualmente variado en canales rectos o medianamente curvados con secciones transversales relativamente uniformes. Se han desarrollado también modificaciones a este método para permitir su uso en otras condiciones, tales como: flujo no uniforme y rápidamente variado, taludes empinados, canales curvados, pilas de puentes y estribos (FHWA, 1989).

La ecuación de diseño de una protección de escollera está basada en la teoría de la fuerza tractiva, a pesar de que la velocidad figura como un parámetro de diseño. El tamaño medio de la roca estable se calcula a partir de la relación:

$$D_{50} = \frac{0,001Va^3}{(d_{avg}^{0,5} \cdot K_1^{1,5})} \quad (4.33)$$

siendo:

$D_{50}$  : tamaño medio de la roca (pies)  
 $V_a$  : velocidad media del flujo en el canal principal (pies/sg)  
 $d_{avg}$  : calado medio del flujo en el canal principal (pies)

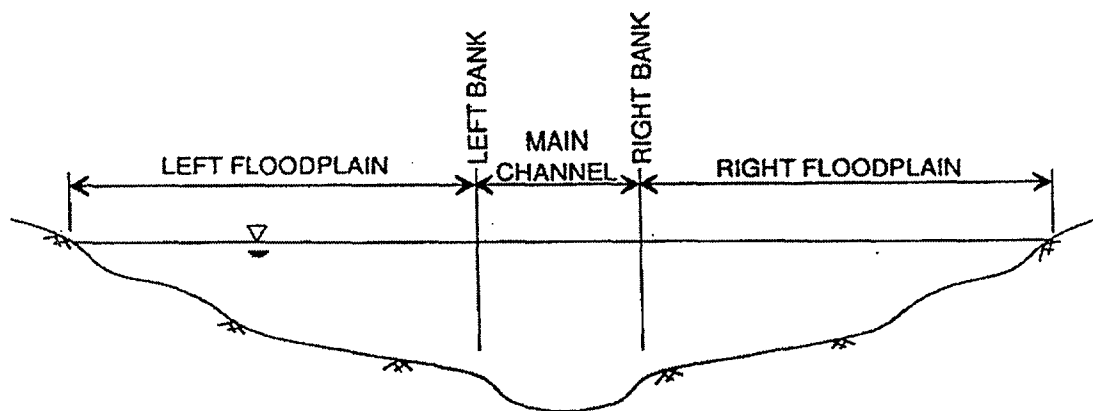
El parámetro  $K_1$  se define como:

$$K_1 = \left[ 1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \phi} \right]^{0,50} \quad (4.34)$$

siendo:

$\theta$  : ángulo que forma el talud con la horizontal  
 $\phi$  : ángulo de reposo del material de la escollera (°)

El calado medio y la velocidad media usados en la ecuación (4.33) son valores tomados en el canal principal, definido éste como el área comprendido entre las orillas del canal (channel banks).



**Figura 4.8.- Definición de la distribución de flujo en un canal**

La ecuación (4.33) fue desarrollada para un valor del peso específico de la escollera ( $\gamma_s/\gamma_w$ ) de  $2,65 \text{ Tn/m}^3$  y un coeficiente de seguridad  $SF = 1,20$ . Para valores diferentes de estos parámetros se usan los siguientes factores de corrección:

$$C_{sg} = \frac{2,12}{(\gamma_s - 1)^{1,5}} \quad (4.35)$$

$$C_{sf} = \left( \frac{SF}{1,20} \right)^{1,5} \quad (4.36)$$

siendo:

$\gamma_s$  : peso específico de la piedra ( $\text{Tn/m}^3$ )

$SF$  : coeficiente de seguridad a aplicar

El tamaño medio de la roca estable en estas condiciones será entonces:

$$D'_{50} = C_{sg} \cdot C_{sf} \cdot D_{50} \quad (4.37)$$

El **coeficiente de seguridad o factor de estabilidad  $SF$**  se define como el cociente entre la fuerza tractiva media ejercida por el flujo y la tensión crítica del material de la escollera. A medida que el coeficiente de seguridad va siendo mayor que la unidad, la tensión cortante crítica del material de la escollera es mayor que la tensión tractiva inducida por el flujo, considerándose que la protección de escollera es estable. El valor del coeficiente de seguridad adoptado para la obtención de la ecuación (4.33) es de 1,20.

El coeficiente de seguridad se usa para reflejar el nivel de incertidumbre en las condiciones hidráulicas de un determinado lugar. Las condiciones supuestas para la obtención de la ecuación (4.33) fueron de flujo uniforme o gradualmente variado. En ciertas circunstancias tales como impactos de cascotes, presencia de hielo, ramas, árboles o embarcaciones, fuerzas extraordinarias debidas al oleaje generado por el viento o por embarcaciones, o actos de vandalismo o robo, el coeficiente de seguridad debe incrementarse para que el tamaño de roca requerido resulte a su vez incrementado. El método desarrollado en el manual HEC-11 recomienda el uso de los siguientes valores del coeficiente de seguridad en función de las condiciones existentes:

**Tabla 4.2.- Valor del coeficiente de seguridad en función de las características del flujo y del canal**

Condición	Rango del coeficiente de seguridad
Flujo uniforme; Tramos rectos o medianamente curvados (Radio curva / anchura canal $> 30$ ); Mínima probabilidad de impactos debidos a la acción del oleaje o escombros flotantes; Nivel de incertidumbre mínimo o inexistente en el diseño de parámetros.	1,0 – 1,20
Flujo gradualmente variado Moderada curvatura ( $30 > \text{Radio curva} / \text{anchura canal} > 10$ ); Impacto debido al oleaje o escombros flotantes moderado.	1,30 – 1,60
Aproximación al tipo de flujo rápidamente variado; curvas cerradas ( $10 > \text{Radio curva} / \text{anchura canal}$ ); Impactos potenciales debidos a escombros flotantes o hielo significativos; oleaje significativo generado por el viento o embarcaciones (1 – 2 ft (0,30 – 0,61 m)); Flujo con grandes turbulencias Flujo turbulento en estribos de puentes Grado de incertidumbre significativo en el diseño de parámetros	1,60 – 2,00

- **Aplicación**

Dado que la aplicación de la ecuación (4.33) está limitada a condiciones de flujo uniforme o gradualmente variado y a tramos de cauces rectos o medianamente curvados y con secciones transversales relativamente uniformes, y debido a la necesidad que a veces surge de diseñar protecciones de escollera en condiciones diferentes, tales como curvas fuertes, taludes inclinados en canales naturales y proximidades de pilas y estribos de puentes, el uso de la mencionada ecuación en estos casos debe ir acompañado de una serie de correcciones apropiadas en términos de velocidad y/o coeficiente de seguridad.

**A) Tramos curvos**

Las modificaciones recomendadas en estos casos para el valor del coeficiente de seguridad están en función del factor R/W (Radio de la curva / anchura del canal), y son las siguientes:

R/W	Coeficiente de seguridad
> 30	1,20
10 < R/W < 30	1,30 – 1,60
< 10	1,70

**B) Taludes escarpados**

Las condiciones del flujo en canales con taludes escarpados se caracterizan por altas velocidades y turbulencias significativas. En estos casos, la aplicación de la ecuación (3.8) requiere un gran cuidado previo en la determinación de un valor adecuado de la velocidad. Para determinar la velocidad en este tipo de canales, se recomienda la utilización de la siguiente expresión para el cálculo del coeficiente de rugosidad:

$$n = 0,39 S_f^{0,38} \cdot R^{-0,16} \quad (4.38)$$

siendo:

$S_f$  : pendiente de fricción

$R$  : radio hidráulico

Es también de gran importancia el tener en cuenta las recomendaciones para la selección del coeficiente de seguridad expuestas en la *Tabla 4.2*.



**C) Pilas de puentes**

La FHWA (Federal Highway Administration) ha realizado comprobaciones de resultados obtenidos por aplicación de varias ecuaciones para el cálculo del tamaño de la escollera en pilas de puentes. Las investigaciones actuales indican que la velocidad en las proximidades de la base de una pila puede estar relacionada con la velocidad del flujo en el canal situado aguas arriba de la pila. El procedimiento recomendado por este organismo para el diseño de protecciones de escollera en pilas de puentes es el siguiente:

- 1) El tamaño  $D_{50}$  de la escollera se determina mediante la ecuación de Isbash resuelta para el diámetro de la piedra en pies:

$$D_{50} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1,384u_s^2}{(\gamma_s - 1)2g} \quad (4.39)$$

siendo:

$D_{50}$  : diámetro medio de la piedra (pies ó metros)

$u_s$  : velocidad contra la piedra (pies/sg ó m/sg)

$\gamma_s$  : peso específico de la piedra

$g$  : aceleración de la gravedad (32,20 pies/sg<sup>2</sup> ó 9,81 m/sg<sup>2</sup>)

- 2) Para calcular  $u_s$  se determina, en primer lugar, la velocidad del flujo aguas arriba de la pila. Este valor multiplicado por un factor de valor comprendido entre 1,50 y 2,00 aproxima el valor de la velocidad en la base de la pila.

**D) Estribos de puentes**

Cuando se aplica la ecuación (4.33) para diseño de protecciones de escollera en estribos de puentes, se debe usar la velocidad en las proximidades del estribo en lugar de la velocidad media en la sección. Debido a que generalmente no existe información sobre las velocidades existentes en las proximidades del estribo del puente, el procedimiento descrito en el manual HEC-11 recomienda en este caso usar la ecuación (4.33) con un coeficiente de seguridad comprendido entre 1,60 y 2,00 para regímenes turbulentos.

- **Erosión producida por oleaje**

El oleaje generado por el viento o por tráfico de barcos causa también erosión en las orillas y zonas interiores de los cauces.

La ecuación más utilizada para el dimensionamiento de protecciones en estos casos es la de Hudson:

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H^3}{2.20(G_s - 1)^3 \cot g \theta} \quad (4.40)$$

siendo:

$H$ : altura de la ola

$G_s = 2,65$

$\gamma_s = 165$  libras/pie

se tiene:

$$W_{50} = 1.67 \frac{H^3}{\cot g \theta} \quad (4.41)$$

y en términos de diámetro equivalente de la piedra:

$$D_{50} = 0,75 H / \cot g^{1/3} \theta \quad (4.42)$$

Las ecuaciones (4.41) y (4.42) pueden ser usadas para diseños preliminares o finales cuando  $H < 5 \text{ ft}$  (1,52 m)

- **Daños producidos por la acción del hielo**

El hielo puede afectar a las protecciones de escollera de varias formas:

- A) el movimiento de la superficie del hielo puede causar cortes y fuerzas inclinadas.
- B) el flujo tangencial de hielo a lo largo de una protección de escollera en un canal puede crear también excesivas tensiones cortantes.

Con propósitos de diseño, las fuerzas debidas al hielo deben ser evaluadas en cada caso específico. En áreas donde la presencia de hielo ha sido históricamente causa de problemas, se deberá usar un coeficiente de seguridad comprendido entre 1,20 y 1,50 para incrementar el tamaño de la roca.

• **Graduación de la roca**

La graduación de la roca en una protección de escollera tiene una gran influencia en la resistencia de ésta frente a la erosión. Los tamaños de piedra empleados en la protección deben estar razonablemente bien graduados. Las especificaciones en cuanto a graduación se refiere deben proveer dos curvas límites entre las cuales se debe seleccionar el tamaño de la piedra. Además estos límites no deben ser tan restrictivos que los costes resulten excesivos. En la *tabla nº 4.3* se incluyen unas directrices para el establecimiento de límites de graduación, y en la *tabla nº 4.4* se presentan 6 clases de graduación basadas en las especificaciones de AASHTO.

**Tabla nº 4.3.- Límites de graduación de la roca**

Stone Size Range* (ft.)	Stone Weight Range (lb)	Percent of Gradation Smaller Than
1.5 D <sub>50</sub> to 1.7 D <sub>50</sub>	3.0 W <sub>50</sub> to 5.0 W <sub>50</sub>	100
1.2 D <sub>50</sub> to 1.4 D <sub>50</sub>	2.0 W <sub>50</sub> to 2.75 W <sub>50</sub>	85
1.0 D <sub>50</sub> to 1.15 D <sub>50</sub>	1.0 W <sub>50</sub> to 1.5 W <sub>50</sub>	50
0.4 D <sub>50</sub> to 0.6 D <sub>50</sub>	0.1 W <sub>50</sub> to 0.2 W <sub>50</sub>	15

Tabla n° 4.4.- Clases de graduación

Riprap Class	Rock Size <sup>1</sup> (ft.)	Rock Size <sup>2</sup> (lbs)	Percent of Riprap Smaller Than
Facing	1.30	200	100
	0.95	75	50
	0.40	5	10
Light	1.80	500	100
	1.30	200	50
	0.40	5	10
1/4 ton	2.25	1000	100
	1.80	500	50
	0.95	75	10
1/2 ton	2.85	2000	100
	2.25	1000	50
	1.80	500	5
1 ton	3.60	4000	100
	2.85	2000	50
	2.25	1000	5
2 ton	4.50	8000	100
	3.60	4000	50
	2.85	2000	5

1 Assuming a specific gravity of 2.65.

2 Based on AASHTO gradations.

#### • Espesor de la capa de protección

Todas las piedras que forman la capa de escollera de protección deben estar bien contenidas dentro del espesor de dicha capa para ofrecer así la máxima resistencia frente a la erosión. Piedras muy grandes pueden causar fallo en la protección ya que debido a su tamaño pueden crear agujeros y zonas expuestas del material de filtro, así como áreas de turbulencia excesiva que pueden mover las piedras más pequeñas. Si las piedras de tamaño muy grande se encuentran en cantidades pequeñas dentro de la protección, éstas pueden ser retiradas individualmente y sustituidas por otras de menor tamaño. Los criterios a aplicar para el dimensionamiento del espesor de la capa de protección son los siguientes:

- El espesor no debe ser menor del mayor de estos dos valores:
  - el diámetro de la esfera equivalente al  $D_{100}$  ( $W_{100}$ ) de la piedra
  - 1,5 veces el diámetro de la esfera equivalente al  $D_{50}$  ( $W_{50}$ ) de la piedra

- No debe ser menor de 30 cm. por razones prácticas de puesta en obra.
- El espesor de la capa determinado de acuerdo a uno de los dos puntos anteriores debe ser incrementado en un 50 % cuando la piedra se coloca bajo el agua.
- Cuando la protección pueda estar sometida al ataque de elementos flotantes, a la presencia de hielo en el cauce o al oleaje provocado por embarcaciones o viento se debe incrementar el espesor de la capa en una cantidad de 15 a 30 cm., con el consiguiente incremento del tamaño de las piedras.

#### 4.5.5.-Método del Departamento de transportes de California “Bank and Shore Protection Manual” (1970)

##### 4.5.5.1 Tamaño de la roca

El Departamento de Transportes del Estado de California ha desarrollado un método de diseño de protecciones de escollera para terraplenes de autopistas. De acuerdo con este organismo, la acción del oleaje generado por el viento o por la navegación es el proceso dominante en la erosión de orillas (una ola de 2 pies (0,60 m) de altura tiene un efecto erosivo mayor que un flujo directamente incidente sobre una sección a una velocidad de 10 pies/sg (3,05 m/sg)). El desarrollo de la formulación propuesta comienza con un análisis de la teoría de ondas (oleaje) y de las relaciones fuerza-energía necesarias para desalojar una partícula de su posición dentro de una protección de escollera. En base a estos supuestos se desarrollaron dos ecuaciones: una para determinar el peso mínimo de la roca de la protección en el caso de oleaje superficial aproximándose al terraplén y otra para el caso de oleaje profundo.

La ecuación que determina el peso de la piedra a disponer en la protección de una orilla de un tramo de río se obtiene sustituyendo la altura de la ola por la velocidad de la corriente en la ecuación obtenida para el caso de oleaje superficial. Una vez calculado el peso mínimo de la piedra se especifican una serie de características tanto para la piedra (forma, durabilidad, peso específico,...) como para la capa de protección (riprap) (filtro, espesor, graduación, puesta en obra,...).

La ecuación propuesta para la determinación del tamaño de la piedra, en términos de peso ( $W$ ), en función de la velocidad de la corriente en el tramo, ángulo de los taludes y peso específico de las piedras, es la siguiente:

$$W = \frac{0.00002V^6 G_s \cos \theta (\rho - \theta)}{(G_s - 1)^3} \quad (4.43)$$

siendo:

$W$ : peso mínimo de la piedra (libras), equivalente a  $W_{33}$

$V$  : velocidad media del agua en el tramo en el que la protección esté expuesta (pies/sg)

$G_s$ : peso específico relativo de las piedras ( $\gamma_s/\gamma_w$ )

$\rho$  : 70° para escombros colocados al azar

$\theta$ : ángulo del talud (grados)

El método tiene en cuenta la posible influencia en la velocidad de fuerzas debidas a flujos fuertemente incidentes; por ello asume que la velocidad del flujo en las proximidades de la orilla es:

$4/3 V$ , para flujos incidentes (impinging flow)

$2/3 V$ , para flujos tangenciales (parallel flow)

En perfil, la cota inferior de la protección de escollera está en función de la profundidad de erosión prevista en ese punto, determinada ésta bien por la experiencia, bien por medidas o aplicación de ecuaciones que la determinen. La cota superior de la protección es función del nivel de aguas altas, aunque siempre deberá ser mayor que éste.

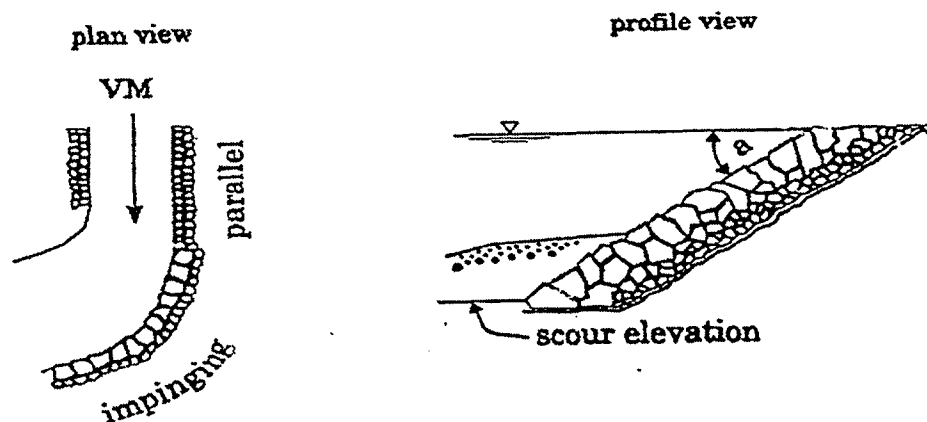


Figura 4.9- Variables que intervienen en la ecuación (4.43)

Para cálculos aproximados el método aconseja la adopción del valor 2,65 para el peso específico de la piedra y  $1,50 H / 1V$  para el talud de la orilla. El peso de la piedra, obtenido por aplicación de la ecuación (4.43), es el peso mínimo para que la piedra no sufra daño, considerándose éste el peso crítico de la piedra. Se establece que  $2/3$  del total de las piedras deben ser más pesadas que éste. En una distribución básica de tamaños, el peso crítico de la piedra debería ser igual a  $W_{33}$ , es decir el peso para el cual el 33% del total deberá ser más pequeño.

#### 4.5.5.2 Graduación

El Departamento de Transportes de California (Caltrans) propone diferentes graduaciones para la roca, funciones éstas del método adoptado para la puesta en obra de la misma. Caltrans propone dos métodos diferentes: **Método A y Método B**. El método A consiste en una puesta en obra con maquinaria y el método B consiste en una puesta en obra mediante vertido.

- **Método A:** requiere que las piedras sean colocadas con su eje longitudinal normal al alineamiento de la cara del terraplén, en posición horizontal o con inclinación ligeramente hacia dentro. En este método no se permite el vertido. Esta colocación tan precisa contribuye a una mayor estabilidad de la partícula, pero resulta costosa. Este método de puesta en obra resulta más apropiado para protección de costas que para orillas de cauces.
- **Método B:** la puesta en obra se realiza mediante vertido, existiendo una segregación de las piedras debido a que las piedras más grandes se colocan en la cimentación y las más pequeñas en la superficie exterior de la capa de protección. Las rocas se colocan por vertido, pudiéndose realizar el extendido en capas mediante el uso de bulldozers o equipos similares.

El criterio para determinar el espesor de la capa de protección de escollera (riprap) se basa en:

- a) Orientación de la piedra en la orilla a proteger
- b) Talud
- c) Factor de forma de la piedra
- d) Peso de la piedra

La ecuación para el cálculo del espesor de acuerdo al **método A** es la siguiente:

$$t = 1.5K \operatorname{sen} \theta \sqrt[3]{W_c} \quad (4.44)$$

siendo:

$t$ : espesor normal a la cara del talud (pies)

$K$ : factor de forma de la piedra (para formas comunes se usa 0,40)

$\theta$ : ángulo del talud (grados)

$W_c$ : clase de la piedra (peso)

En el caso de puesta en obra de acuerdo al **método B** se aplica la misma ecuación, a excepción del coeficiente 1,5, el cual se incrementa un 25%, tomando entonces el valor de 1,875.

Tabla nº 4.5.- Guía para determinar la clase de protección de roca

STANDARD Rock SIZE or Rock MASS or Rock WEIGHT		GRADING OF ROCK SLOPE PROTECTION    PERCENTAGE LARGER THAN											
		RSP-Classes [A]											
		Method A Placement					Method B Placement						
		RSP-Classes other than Backing									Backing No.		
		8 ton	4 ton	2 ton	1 ton	1/2 ton	1 ton	1/2 ton	1/4 ton	Light	1 [B]	2	3
US unit	SI unit	8 T	4 T	2 T	1 T	1/2 T	1 T	1/2 T	1/4 T	Light	1 [B]	2	3
16 ton	14.5 tonne	0-5											
8 ton	7.25 tonne	50-100	0-5										
4 ton	3.6 tonne	95-100	50-100	0-5									
2 ton	1.8 tonne		95-100	50-100	0-5		0-5						
1 ton	900 kg			95-100	50-100	0-5	50-100	0-5					
1/2 ton	450 kg				95-100	50-100	-----	50-100	0-5				
1/4 ton	220 kg					95-100	95-100	-----	50-100	0-5			
200 lb	90 kg							95-100	-----	50-100	0-5		
75 lb	34 kg								95-100	-----	50-100	0-5	
25 lb	11 kg									95-100	90-100	25-75	0-5
5 lb	2.2 kg											90-100	25-75
1 lb	0.4 kg												90-100

[A] US customary names (units) of RSP-Classes listed above SI names, example US is "2 ton" metric is "2 T".

[B] "Facing" has same gradation as "Backing No. 1". To conserve space "Facing" is not shown.

Example for determining RSP-Class of outside layer. By using Equation 1, if the calculated  $W=135$  kg (minimum stable rock size):

1. Enter table at left and select closest value of STANDARD Rock SIZE which is greater than calculated  $W$ , in this case 220 kg
2. Trace to right and locate "50-100" entry
3. Trace upward and read column heading "1/4 T", then 1/4 T is first trial RSP-Class.



Tabla nº 4.6.- Capas en una protección de escollera

<b>Table 5-2. California Layered RSP</b> <b>SI metric (US customary values shown for OUTSIDE LAYER only)</b>			
<b>OUTSIDE LAYER RSP-CLASS *</b>	<b>INNER LAYERS RSP-CLASS *</b>	<b>BACKING CLASS No. *</b>	<b>RSP-FABRIC TYPE **</b>
8 T (8 ton)	2 T over 1/2 T	1	B
8 T (8 ton)	1 T over 1/4 T	1 or 2	B
4 T (4 ton)	1/2 T	1	B
4 T (4 ton)	1 T over 1/4 T	1 or 2	B
2 T (2 ton)	1/2 T	1	B
2 T (2 ton)	1/4 T	1 or 2	B
1 T (1 ton)	LIGHT	NONE	B
1 T (1 ton)	1/4 T	1 or 2	B
1/2 T (1/2 ton)	NONE	1	B
1/4 T (1/4 ton)	NONE	1 or 2	A
LIGHT (LIGHT)	NONE	NONE	A
Backing No. 1*** (Backing No. 1)	NONE	NONE	A

\* Rock grading and quality requirements per Section 72-2.02 Materials of the Caltrans *Standard Specifications*. (See Appendix B).

\*\* RSP-fabric Type of geotextile and quality requirements per Section 88-1.04 Rock Slope Protection Fabric of the Caltrans *Standard Specifications*. (See Appendix B). Type A RSP-fabric has lighter mass per unit area and it also has lower toughness (tensile x elongation, both at break) than Type B RSP-fabric. Both types require minimum permittivity of 0.5 per second.

\*\*\* "Facing" RSP-Class has same gradation as Backing No. 1.

#### 4.5.6.-Método del Servicio Geológico de los Estados Unidos (U.S. Geological Survey)

La ecuación para el cálculo del tamaño de la piedra para el dimensionamiento de una protección de escollera ó riprap propuesta por el U.S. Geological Survey fue obtenida a partir del análisis de una serie de datos de campo tomados por Blodgett en 1981 en diversos lugares como Washington, Oregon, California, Nevada y Arizona. Se realizaron reconocimientos de campo para relacionar las condiciones hidráulicas del lugar con las características de la protección de escollera existente. Los reconocimientos abarcaron 39 puntos, de los cuales 22 no tenían fallo en la protección, los 17 restantes que presentaban fallo fueron analizados, y de estos 14 fueron debidos a la erosión de las partículas.

Los datos de campo procedentes de los 39 puntos, así como las relaciones velocidad /  $D_{50}$  procedentes del manual HEC-11 (FHWA, 1989), se representaron gráficamente. Usando esta representación gráfica, junto con el reconocimiento de las zonas de fallo de la protección de escollera, el U.S. Geological Survey propuso la siguiente ecuación:

$$D_{50} = 0.01V_a^{2.44} \quad (4.45)$$

siendo:

$D_{50}$ : diámetro medio de la piedra (pies)

$V_a$ : velocidad media del flujo en la sección transversal (pies/sg)

#### 4.5.7.- Método de Isbash

La fórmula de Isbash fue desarrollada en 1936 para el dimensionamiento de presas de escollera situadas en cauces con corrientes de agua. Esta fórmula ha sido usada por el U.S. Army Corps of Engineers. El tamaño medio de la piedra en una protección estable de escollera viene dado por la ecuación:

$$D_{50} = \frac{V_a^2}{2gC^2(G_s - 1)} \quad (4.46)$$

siendo:

$D_{50}$  : tamaño medio de la piedra, (pies)

$V_a$  : velocidad media del flujo en el canal (pies/sg)

$G_s$  : peso específico relativo de la piedra ( $\gamma_s/\gamma_w$ )

$g$  : aceleración de la gravedad (pies/sg<sup>2</sup>)

$C$  : coeficiente

El valor del coeficiente  $C$  en la ecuación de Isbash varía en función del grado de turbulencia del flujo, adoptando los siguientes valores:

- **$C = 0,86$** , para casos de alta turbulencia
- **$C = 1,20$** , para casos de baja turbulencia

Los coeficientes de Isbash fueron obtenidos a partir de test realizados en casos de capa límite esencialmente no desarrollada y velocidades medias del flujo representativas de la velocidad contra la piedra. Cuando el movimiento de la piedra resultó ser por deslizamiento, se obtuvo un coeficiente de seguridad de 0,86 y cuando este movimiento resultó ser por rodadura se obtuvo un coeficiente de seguridad de 1,20.

#### 4.5.8.- Método de la Hydraulic Engineering Circular nº 15 (HEC-15)

##### 4.5.8.1 La Circular de 1975

El procedimiento para diseño de protecciones de escollera presentado por Norman (1975) en la publicación denominada “Design of stable channels with flexible linings” (Hydraulic Engineering Circular nº 15) se basa en dos conceptos:

- calado máximo permisible del flujo
- resistencia hidráulica o tensión tractiva permisible del material del revestimiento.

El procedimiento básico para evaluar la tensión tractiva en fondo y taludes, los cuales están relacionados con el calado permisible del flujo, fue desarrollado por Anderson en la Universidad de Minnesota y sus resultados fueron presentados en el National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), dentro del informe nº 108.

En términos generales, esta publicación contiene procedimientos para determinar tanto las características hidráulicas de un canal como para prevenir la erosión en fondo y taludes del mismo. Estos procedimientos fueron obtenidos a partir de las publicaciones de Anderson y otros (1970): “Tentative design procedure for riprap-lined channels”, y de Simons y Lewis (1971): “Flood protection at bridge crossings”.

Los métodos de cálculo expuestos en esta Circular fueron verificados mediante ensayos de laboratorio con modelos hidráulicos y mediante observaciones de campo, las cuales se evalúan en el informe nº 146 publicado por Anderson en 1973.

La Circular HEC-15 de 1975 incluye los temas siguientes:

- Determinación de las características hidráulicas y geométricas de un canal
- Diseño de protecciones de escollera
- Diseño de protecciones en curvas
- Procedimientos de diseño de filtros granulares
- Uso de filtros artificiales

La aplicación de los métodos expuestos en este manual está indicada en los siguientes casos:

- Canales revestidos en su totalidad con caudales superiores a 1000 pies<sup>3</sup>/sg (28,30 m<sup>3</sup>/sg)
- Canales triangulares con caudal máximo de 100 pies<sup>3</sup>/sg (2,83 m<sup>3</sup>/sg)

- Canales con pendiente longitudinal máxima de 0,10 m/m y taludes inferiores al 3:1

Y se considera no aplicable en estos otros:

- Protecciones de tipo rígido, tales como hormigón y escollera cogida con mortero (grouted riprap)
- Casos en los que el flujo es rápidamente variado, como en las proximidades de estribos de puentes, azudes, o cerca de las entradas y salidas de pasos y alcantarillas (culverts).

#### 4.5.8.2 La Circular de 1988

La Circular de 1975 fue revisada y editada de nuevo en Abril de 1988 por Simons, Li and Associates bajo el título "Design of roadside channels with flexible linings".

Los procedimientos de diseño de protecciones de escollera expuestos en esta publicación son los siguientes:

- A) Diseño de protecciones flexibles en canales con pendientes inferiores al 10%
- B) Diseño de protecciones de escollera y gaviones para canales con pendientes superiores al 10%.
- C) Dentro del procedimiento general de diseño de protecciones flexibles se incluyen cálculos complementarios para canales con taludes laterales superiores al 3:1 y para los tramos en curva.
- D) Diseño de protecciones flexibles combinadas

- **Diseño de protecciones flexibles**

El procedimiento básico de diseño para protecciones flexibles en canales es bastante simple, consiste solamente en la realización de dos cálculos y varias comparaciones entre los resultados obtenidos y las características del revestimiento. Los cálculos a realizar son los siguientes:

- A) Determinación del calado uniforme en el canal (calado normal).
- B) Determinación de la tensión tractiva correspondiente al calado máximo del flujo

Para la determinación del calado uniforme del canal se puedan usar varios métodos, siendo uno de los más usuales el método de Manning. El cálculo de la tensión tractiva es muy simple. La comparación básica requerida en el procedimiento de diseño es entre la tensión tractiva calculada y la tensión tractiva permisible por el material constituyente de la protección.

Si la tensión tractiva permisible por éste es mayor que la resultante del cálculo, la protección se considera aceptable. Si un tipo de protección resulta inaceptable, se selecciona otro tipo de protección y se repiten los cálculos. Los taludes laterales con inclinación superior al 3:1 no son recomendables si el canal se construye en suelos no cohesivos.

#### **A) Tensión tractiva permisible**

La tensión tractiva permisible,  $\tau_p$ , indica la fuerza requerida para iniciar el movimiento del material de la protección. El valor de este parámetro no está afectado significativamente por la erosionabilidad del material de base, sin embargo si el material de la protección se erosiona y se mueve, el material de base queda expuesto a la fuerza erosiva del flujo, con lo que las consecuencias del fallo de una protección pueden ser muy grandes. La *tabla 4.7*, incluida a continuación, recoge valores orientativos de la tensión tractiva permisible para diversos tipos de materiales susceptibles de emplear en protecciones de cauces, valores estos obtenidos tanto en ensayos de laboratorio como en campo. En el caso de suelos no cohesivos, la tensión tractiva permisible es función del diámetro medio del material del canal (*lámina 4.6*). Para tamaños grandes de piedra, no incluidos en dicha lámina, y para protecciones de escollera, la tensión tractiva permisible viene dada por la siguiente ecuación:

$$\tau_p = 4.0D_{50} \quad (4.47)$$

siendo:

$\tau_p$  : Tensión tractiva (libras/pie<sup>2</sup>)

$D_{50}$  : Tamaño medio de la roca (pies)

En el caso de materiales cohesivos, la variación de la tensión tractiva permisible es función de varias propiedades del suelo, como por ejemplo el índice de plasticidad (Ver *lámina 4.7*).

**Tabla nº 4.7.-Tensión tractiva permisible para diversos materiales empleados en protección de cauces**

Lining Category	Lining Type	Permissible Unit Shear Stress <sup>1</sup>	
		(lb/ft <sup>2</sup> )	(Kg/m <sup>2</sup> )
Temporary*	Woven Paper Net	0.15	0.73
	Jute Net	0.45	2.20
	Fiberglass Roving:		
	Single	0.60	2.93
	Double	0.85	4.15
	Straw with Net	1.45	7.08
	Curled Wood Mat	1.55	7.57
	Synthetic Mat	2.00	9.76
Vegetative	Class A	3.70	18.06
	Class B	2.10	10.25
	Class C	1.00	4.88
	Class D	0.60	2.93
	Class E	0.35	1.71
Gravel Riprap	1-inch	0.33	1.61
	2-inch	0.67	3.22
Rock Riprap	6-inch	2.00	9.76
	12-inch	4.00	19.52
Bare Soil	Non-cohesive	See Chart 1	
	Cohesive	See Chart 2	

<sup>1</sup>Based on data in (5, 8, 13, 14, 15).

\*Some "temporary" linings become permanent when buried.

### **B) Determinación del calado normal del flujo**

Se calcula mediante la aplicación de la ecuación de Manning combinada con la ecuación de continuidad:

$$Q = \frac{1.49}{n} A R^{2/3} S_f^{1/2} \quad (4.48)$$

siendo:

$Q$  : caudal (pies<sup>3</sup>/sg)

$n$  : coeficiente de rugosidad de Manning

$A$  : área (pies<sup>2</sup>)

$R$  : radio hidráulico (pies)

$S_f$  : pendiente de fricción (pies/pies)

En la *tabla n° 4.8* se incluyen valores recomendados del coeficiente de rugosidad de Manning para protecciones flexibles, incluyendo protecciones de escollera.

**Tabla n° 4.8.- Valores del coeficiente de rugosidad de Manning**

Lining Category	Lining Type	n - value <sup>1</sup>		
		Depth Ranges		
		0-0.5 ft (0-15 cm)	0.5-2.0 ft (15-60 cm)	>2.0 ft (> 60 cm)
Rigid	Concrete	0.015	0.013	0.013
	Grouted Riprap	0.040	0.030	0.028
	Stone Masonry	0.042	0.032	0.030
	Soil Cement	0.025	0.022	0.020
	Asphalt	0.018	0.016	0.016
Unlined	Bare Soil	0.023	0.020	0.020
	Rock Cut	0.045	0.035	0.025
Temporary*	Woven Paper Net	0.016	0.015	0.015
	Jute Net	0.028	0.022	0.019
	Fiberglass Roving	0.028	0.021	0.019
	Straw with Net	0.065	0.033	0.025
	Curled Wood Mat	0.066	0.035	0.028
	Synthetic Mat	0.036	0.025	0.021
Gravel Riprap	1-inch (2.5-cm) D <sub>50</sub>	0.044	0.033	0.030
	2-inch (5-cm) D <sub>50</sub>	0.066	0.041	0.034
Rock Riprap	6-inch (15-cm) D <sub>50</sub>	0.104	0.069	0.035
	12-inch (30-cm) D <sub>50</sub>	--	0.078	0.040

<sup>1</sup>Based on data in (5, 8, 13, 14, and 15).

Note: Values listed are representative values for the respective depth ranges. Manning's roughness coefficients, n, vary with the flow depth. See Appendix B.

\*Some "temporary" linings become permanent when buried.



### C) **Determinación de la tensión tractiva en el canal**

La tensión tractiva en el canal correspondiente al calado máximo en el mismo,  $\tau_d$ , se calcula mediante la expresión:

$$\tau_d = \gamma_a d S \quad (4.49)$$

siendo:

$\tau_d$  : tensión tractiva correspondiente al calado máximo (libras/pie<sup>2</sup>)

$\gamma_a$  : peso específico del agua (62,40 libras/pie<sup>3</sup>)

$d$  : calado (pies)

$S$  : pendiente del canal (pies/pies)

En los tramos curvos de un canal la tensión tractiva aumenta en fondo y taludes. En dichos tramos, la tensión tractiva máxima viene dada por la ecuación:

$$\tau_b = K_b \tau_d \quad (4.50)$$

donde el valor de  $K_b$  se obtiene a partir de la *lámina 4.15*

La magnitud del factor  $K_b$  es función del radio de curvatura y de la anchura del canal. En cuanto a la longitud de la protección,  $L_p$ , que se requiere aguas abajo de un tramo curvo, ésta se obtiene a partir de la *lámina 4.16*, siendo la misma función de la rugosidad del material de la protección y del calado.

### D) **Estabilidad de los taludes**

Cuando el ángulo que forman los taludes con la horizontal se aproxima al ángulo de rozamiento interno del material de la protección, ésta se hace más inestable. Sin embargo, el valor de la tensión tractiva en los taludes del canal es menor que en el fondo del mismo. La estabilidad de los taludes de un canal es función de la inclinación del talud y del ángulo de rozamiento del material de la protección.

El tamaño medio de la roca ( $D_{50}$ ) a colocar en los taludes laterales del canal viene dado por la expresión:

$$(D_{50})_{taludes} = \frac{k_1}{k_2} (D_{50})_{fondo} \quad (4.51)$$

siendo:

$K_1$  : ratio entre la tensión tractiva en taludes y fondo en un canal trapezoidal (*lámina 4.18*)

$K_2$  : ratio entre las fuerzas tractivas (*lámina 4.19*)

El valor del ángulo de rozamiento interno del material de la protección ( $\Phi$ ) puede obtenerse a partir de la *lámina 4.17*.

## • Diseño de protecciones de escollera

### A) Graduación de la escollera y espesor de la capa de protección

La graduación de la escollera debe seguir una curva suave. Son comunes las graduaciones con valores de  $D_{100} / D_{50}$  y  $D_{50} / D_{20}$  entre 3,0 y 1,5. Lo más importante es disponer de una distribución de tamaños en la cual los intersticios dejados entre las rocas grandes sean llenados con rocas de tamaños menores para prever la formación de huecos. En cuanto a la forma de las rocas se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- En general, una protección de escollera construida con rocas de formas angulares se comporta mejor
- Las rocas de formas redondeadas son aceptables para protecciones de escollera colocadas en taludes con inclinaciones inferiores al 3:1.
- Las piedras con formas planas deben ser evitadas.

En lo referente al espesor de la capa de protección, éste debe ser igual al diámetro de la roca más grande de la graduación, lo que en la mayoría de las graduaciones significa un valor comprendido entre 1,5 y 3 veces el diámetro medio.

### B) Filtro

Cuando se usan protecciones de escollera, siempre se debe evaluar la necesidad de colocación de una capa de filtro entre ésta y el material de base. El material que constituye el filtro puede ser bien de naturaleza granular o bien un textil fabricado. En el caso de filtros de tipo granular, se debe tener en cuenta el siguiente criterio:

$$\frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{85 \text{ base}}} < 5 < \frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{15 \text{ base}}} < 40$$

$$\frac{D_{15 \text{ filtro}}}{D_{50 \text{ base}}} < 40$$

Estas relaciones se deben cumplir tanto entre el filtro y el material de base como entre la capa de escollera y el material de filtro.

✓ *Filtros granulares*

En lo referente al espesor de la capa del filtro, las recomendaciones son las siguientes:

- El espesor de una capa de filtro granular debe ser aproximadamente igual al máximo tamaño de piedra dado por la graduación.
- El espesor mínimo de la capa de filtro no debe ser menor de 15 cm. (6 pulgadas)

✓ *Filtros de fábrica*

Para que un filtro de fábrica sea adecuado, éste debe ser por una parte permeable al agua y por otra ser capaz de impedir el paso de los materiales finos del suelo base a su través. Los requisitos que debe cumplir un filtro de este tipo son los siguientes:

- Debe ser más permeable que el suelo
- Debe cumplir los siguientes criterios de porosidad aparente (AOS):
  - Para suelos en los que menos del 50 % de las partículas en peso pasan por el tamiz n° 200, AOS < 0,60 mm (0.024 in)
  - Para suelos en los que más del 50 % de las partículas en peso pasan por el tamiz n° 200, AOS < 0,297 mm (0.012 in)

Estos criterios son aplicables únicamente a diseños para zonas no críticas, siendo necesario en caso contrario la realización de ensayos de permeabilidad del material.

• **Procedimiento de diseño**

**A) *Procedimiento de la tensión tractiva máxima***

El procedimiento para el diseño de protecciones flexibles, basado en el cálculo de la tensión tractiva máxima admisible, que se expone en el manual HEC-15 consta de los siguientes pasos:

- I) Seleccionar un tipo de protección flexible y determinar la tensión tractiva permisible para ese material,  $\tau_p$ , a partir de la *tabla n° 4.7*.

- II) Estimar el calado del flujo para protecciones realizadas con vegetación o el rango de calados del flujo para protecciones realizadas con otro tipo de material diferente, la forma del canal, la pendiente y el caudal de diseño.
- III) Determinar el valor del coeficiente  $n$  de Manning, correspondiente al calado estimado, de la forma siguiente:
- a partir de la *tabla nº 4.8* en caso de protecciones donde no intervenga la vegetación
  - en el caso de protecciones realizadas con vegetación:
    - Calcular el radio hidráulico
    - Determinar “ $n$ ” a partir de las *láminas 4.10 a 4.14*
- IV) Calcular el calado del flujo,  $d$
- V) Comparar el calado del flujo calculado,  $d$ , con el estimado  $d_i$ . Si  $d$  está fuera del rango de calados asumido para protecciones sin vegetación o difiere más de 0,1 pies de  $d_i$  en el caso de protecciones realizadas con vegetación, se deben repetir los pasos II) al IV).
- VI) Calcular el valor de la tensión tractiva  $\tau_d$  por aplicación de la fórmula (4.49). Si el valor obtenido es superior al de la tensión tractiva permisible, es decir  $\tau_d > \tau_p$ , entonces la protección no se considera aceptable, siendo necesario la repetición de los pasos I) al V).
- VII) En el caso de tramos en curva, los pasos a seguir son los siguientes:
- Determinar el factor  $K_b$  para la tensión tractiva máxima en curvas a partir de la *lámina nº 4.15*
  - Calcular la tensión tractiva en el tramo curvo aplicando la fórmula:
 
$$\tau_b = K_b \cdot \tau_d$$
  - Comprobar que  $\tau_b < \tau_p$  para que la protección se considere aceptable. En caso contrario la protección no se considera aceptable y se deberán repetir los pasos I) al VII)
  - Calcular la longitud de la protección  $L_p$  aguas abajo del tramo curvo, a partir de la *lámina nº 4.16*

- Calcular el incremento del calado en el tramo curvo (sobreelevación), aplicando para ello la ecuación:

$$\Delta d = \frac{V^2 T}{g R c}$$

VIII) En caso de protecciones de escollera o grava en taludes con inclinación superior al 3:1, se siguen los pasos siguientes:

- Determinar el ángulo de rozamiento interno de la roca a partir de la *lámina* n° 4.17
- Determinar el ratio  $K_1$  entre las tensiones tractivas máximas en fondo y taludes para un canal trapezoidal a partir de la *lámina* n° 4.18
- Determinar el ratio de fuerza tractiva  $K_2$  a partir de la *lámina* n° 4.19
- Calcular el tamaño medio de la piedra,  $D_{50}$  requerido para los taludes, a partir del  $D_{50}$  requerido para el fondo y los ratios  $K_1$  y  $K_2$  calculados

$$(D_{50})_{taludes} = \frac{k_1}{k_2} (D_{50})_{fondo}$$

IX) En el caso de protecciones de escollera en canales con pendientes de fondo superiores al 10%, se debe comprobar el cálculo de acuerdo al procedimiento expuesto en el punto final de este método empleando el tamaño de roca mayor obtenido por cualquiera de los dos procedimientos.

#### **B) Procedimiento del calado máximo**

La aplicación de este procedimiento requiere los pasos siguientes:

I) Determinar el calado disponible del flujo en el canal a partir del valor de la tensión tractiva permisible, obtenida ésta última de la *tabla* n° 4.7 ó de las *láminas* 4.6 y 4.7, en función del tipo de suelo en el que esté construido el canal. Comprobar que el valor del calado obtenido no excede al de la profundidad disponible en la sección del canal, incluyendo el resguardo. La fórmula a aplicar para el cálculo del calado es la siguiente:

$$d = \frac{\tau_p}{\gamma \cdot S}$$

- II) Determinar el área y el radio hidráulico correspondiente al calado disponible, a partir de la *lámina 4.9*
- III) En el caso de protecciones no realizadas con vegetación, seleccionar el coeficiente de Manning a partir de la *tabla nº4.8*. En caso de protecciones realizadas con vegetación, seleccionar éste a partir de las *láminas 4.10 a 4.14* de acuerdo a la clase de vegetación propuesta para la protección.
- IV) Resolver la ecuación de Manning para determinar el valor del caudal máximo en el canal

- **Diseño de canales estables con gradientes fuertes**

El diseño de canales estables cuando el gradiente es fuerte requiere normalmente la disposición de protecciones en los mismos, excepto en aquellos que discurran por zonas de roca.

En los casos de gradientes fuertes las protecciones de tipo rígido pueden resultar a veces más económicas debido a que el tamaño necesario de la roca, en caso de protecciones de escollera o de gaviones, se incrementa rápidamente al incrementarse el caudal y el gradiente del canal. La decisión de disponer una protección rígida o flexible puede estar basada en otras condiciones propias del lugar, como condiciones de cimentación, requerimientos de mantenimiento, etc.

La estabilidad de una protección de escollera en un talud empinado depende fundamentalmente de las fuerzas que actúan sobre cada piedra individual que forma parte de la protección. Las fuerzas principales actuantes son: el peso medio de la piedra y las fuerzas de empuje hidráulico y sustentación (drag and lift forces) inducidas por el flujo de agua sobre la piedra. En un talud muy inclinado, el peso de la piedra tiene una componente importante en la dirección del flujo, debido a la cuál una piedra dentro de una protección de escollera tiende a moverse en la dirección del flujo más fácilmente que una piedra del mismo tamaño situada en un talud suave. Consecuentemente, para un caudal dado, canales con taludes empinados requieren piedras mayores para compensar las mayores fuerzas y la mayor tensión tractiva existente en la dirección del flujo.

El procedimiento de diseño de una protección de escollera en estas condiciones se basa en el método del coeficiente de seguridad, empleando un valor del mismo de 1,50. La aplicación del procedimiento requiere los pasos siguientes:

- A) En el caso de caudal y pendiente del canal dados, se determina el calado del flujo y el tamaño medio de la escollera correspondientes a la forma del canal a partir de las láminas 4.20 a 4.23. Para anchuras del canal diferentes a las de las figuras, se pueden realizar interpolaciones en las mismas para encontrar el valor correcto. Para anchuras de canal superiores a 6 pies (1,80 m.) se debe usar el procedimiento detallado del coeficiente de seguridad descrito en el capítulo 3 del presente trabajo.
- B) En el caso de canales con taludes laterales de inclinación superior al 3:1, la determinación del calado del flujo y el tamaño de la escollera se realiza de acuerdo a los pasos siguientes:

- Cálculo del calado, según la expresión siguiente:

$$d = \frac{A_3}{A_z} d_i$$

siendo:

$A_3/A_z$ : ratio obtenido a partir de la *tabla n° 4.9*, función de la inclinación de los taludes y de la relación calado/anchura del canal

$d_i$  : calado obtenido a partir de las *láminas 4.20 a 4.23*

- Cálculo del tamaño de la escollera de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$D_{50} = \frac{d}{d_i} D_{50i}$$

siendo:

$d_i$  y  $D_{50i}$  valores obtenidos de los ábacos de diseño (*láminas 4.20 a 4.23*)

Tabla nº 4.9.- Valores de  $A_3 / A_z$  en función del talud y del ratio calado / anchura del canal

d/B	$A_3/A_z$				
	2:1	3:1	4:1	5:1	6:1
0.10	1.083	1.000	0.928	0.866	0.812
0.20	1.142	1.000	0.888	0.800	0.727
0.30	1.187	1.000	0.853	0.760	0.678
0.40	1.222	1.000	0.846	0.733	0.647
0.50	1.250	1.000	0.833	0.714	0.625
0.60	1.272	1.000	0.823	0.700	0.608
0.70	1.291	1.000	0.815	0.688	0.596
0.80	1.307	1.000	0.809	0.680	0.586
0.90	1.321	1.000	0.804	0.672	0.578
1.00	1.333	1.000	0.800	0.666	0.571
1.10	1.343	1.000	0.796	0.661	0.565
1.20	1.352	1.000	0.793	0.657	0.561
1.30	1.361	1.000	0.790	0.653	0.556
1.40	1.368	1.000	0.787	0.650	0.553
1.50	1.378	1.000	0.785	0.647	0.550
1.60	1.381	1.000	0.783	0.644	0.547
1.70	1.386	1.000	0.782	0.642	0.544
1.80	1.391	1.000	0.780	0.640	0.542
1.90	1.395	1.000	0.779	0.638	0.540
2.00	1.400	1.000	0.777	0.636	0.538

<sup>1</sup> Based on the following equation:

$$A_3/A_z = \frac{1 + 3(d/B)}{1 + 2(d/B)}$$



## **LÁMINAS**

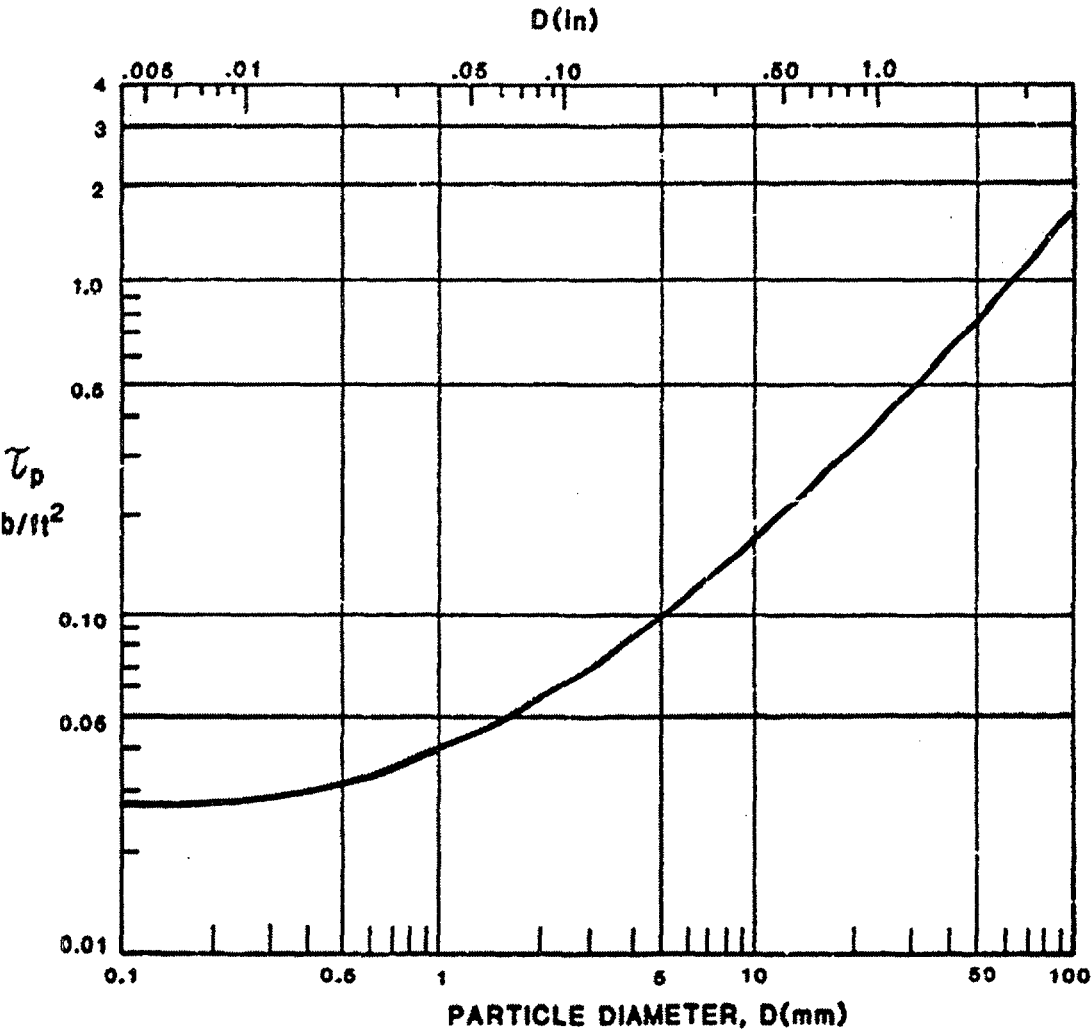


Lámina nº 4.6.- Tensión tractiva permisible para suelos no cohesivos

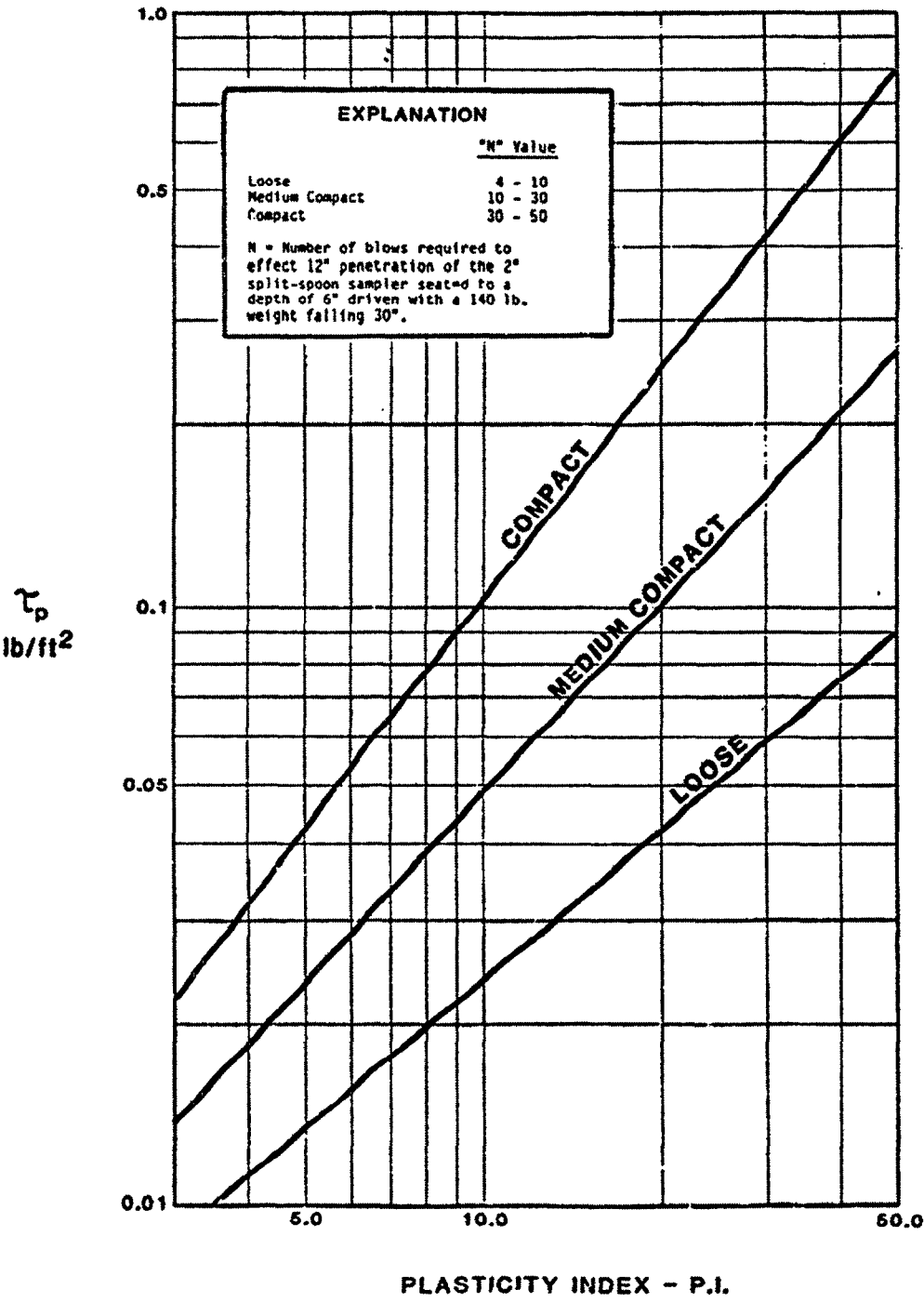


Lámina nº 4.7.- Tensión tractiva permisible para suelos cohesivos

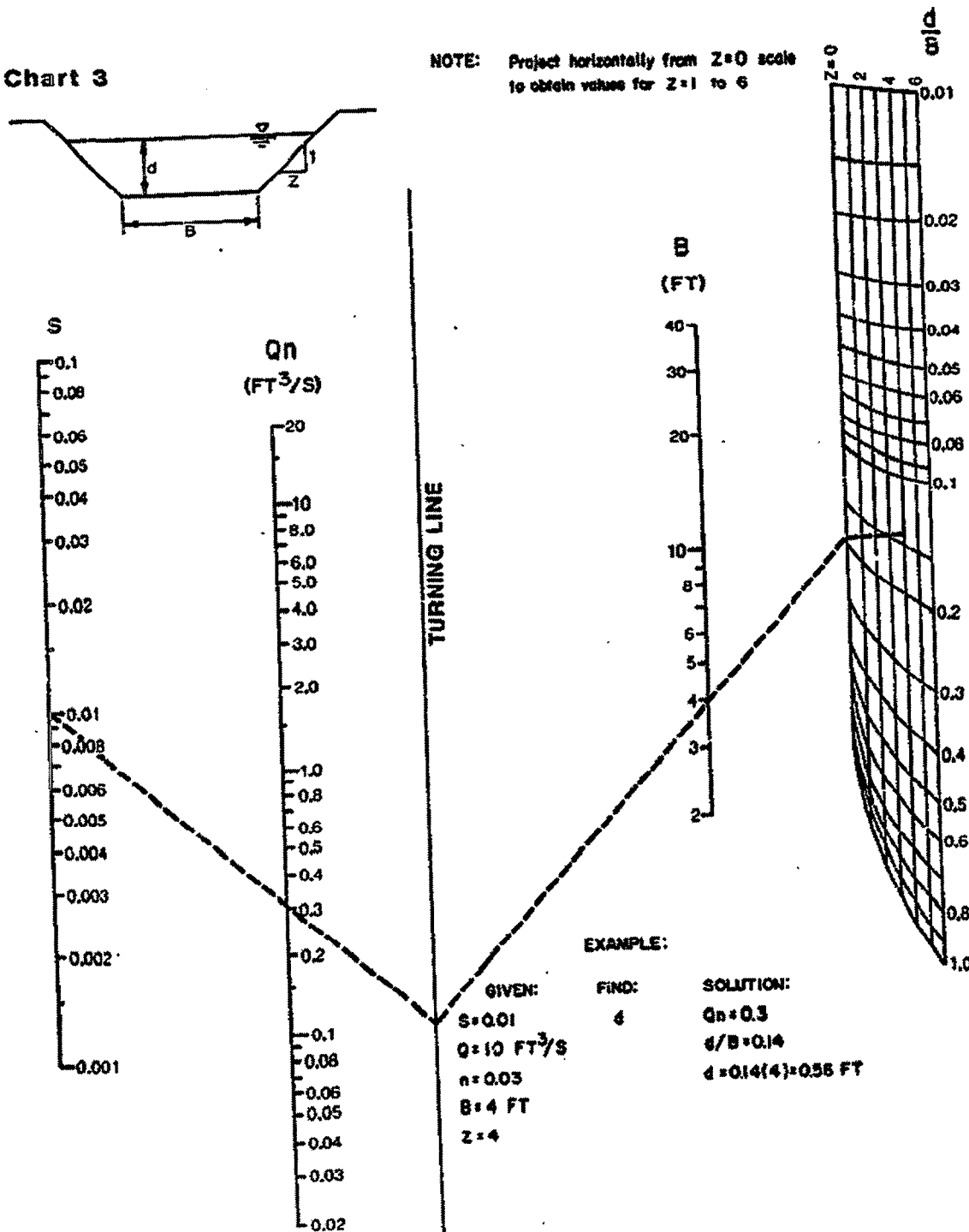


Lámina nº 4.8.- Solución de la ecuación de Manning para canales trapezoidales con taludes variables

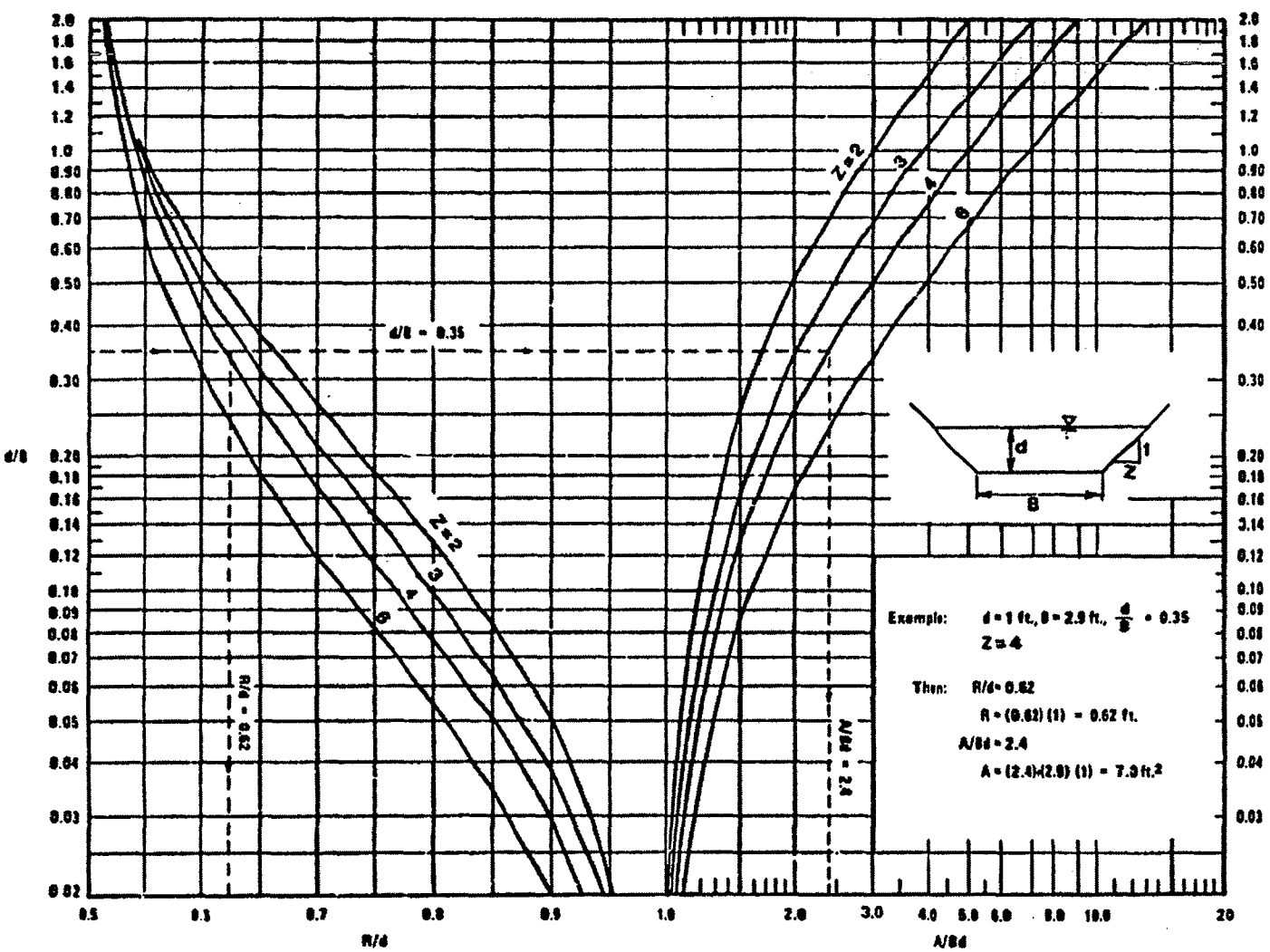


Lámina n° 4.9.- Abaco para diseño geométrico de canales trapezoidales

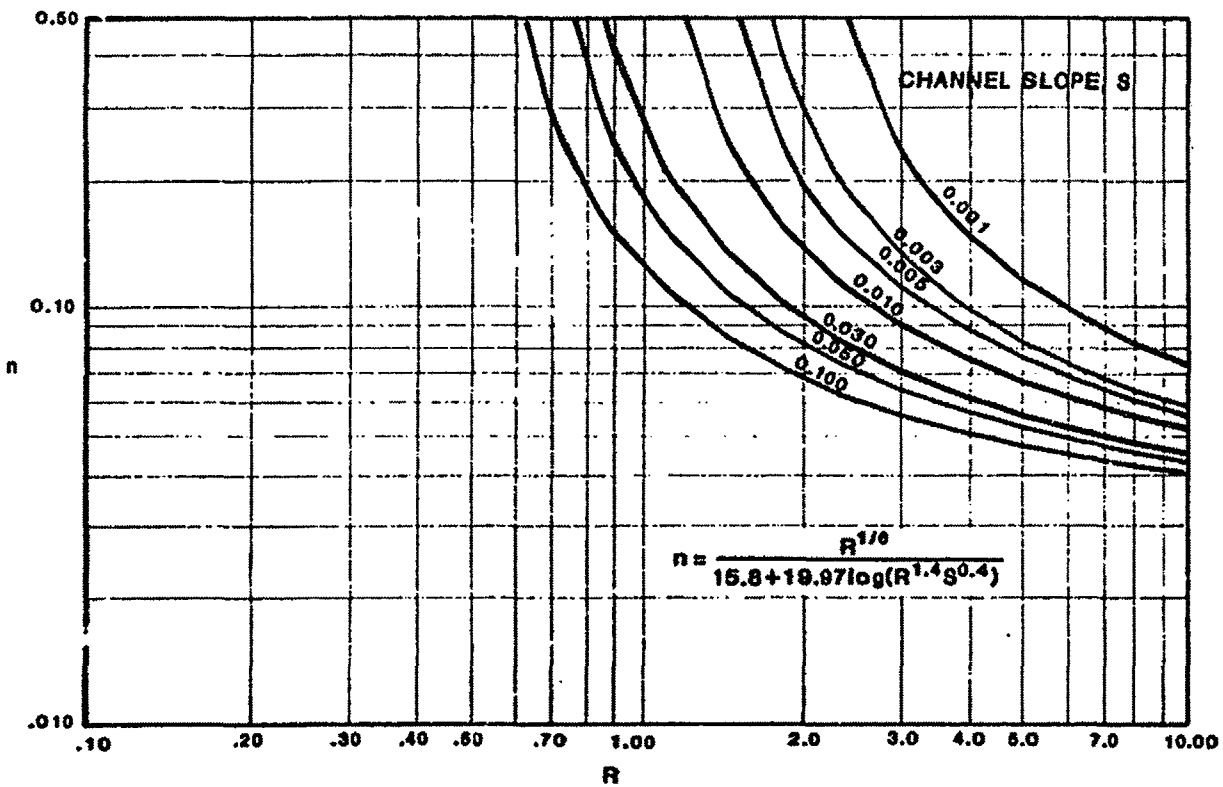


Lámina nº 4.10.- Nº de Manning (n) en función del Radio Hidráulico (R) para canales con vegetación clase A

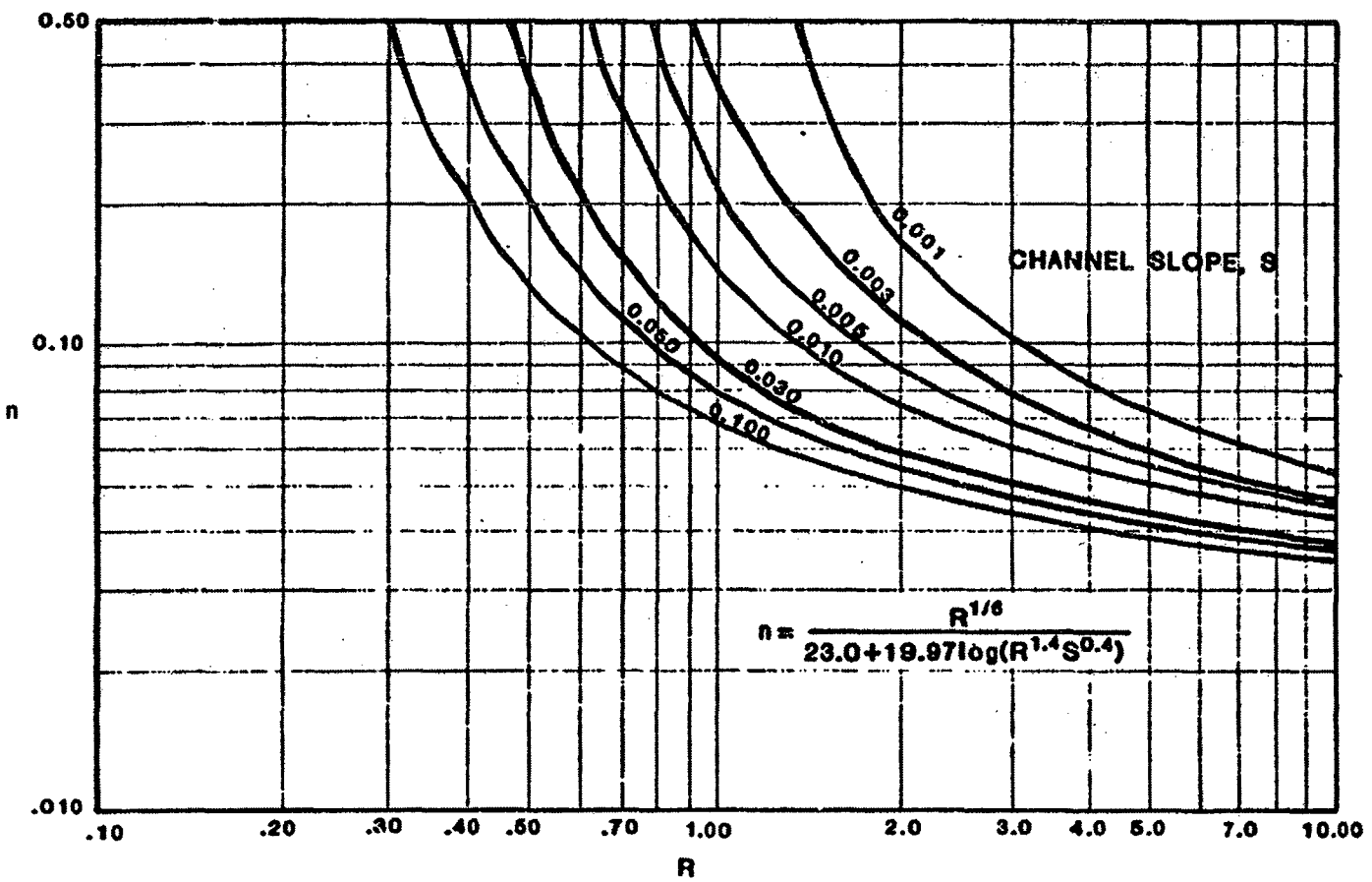


Lámina nº 4.11.- Nº de Manning (n) en función del Radio Hidráulico (R) para canales con vegetación clase B

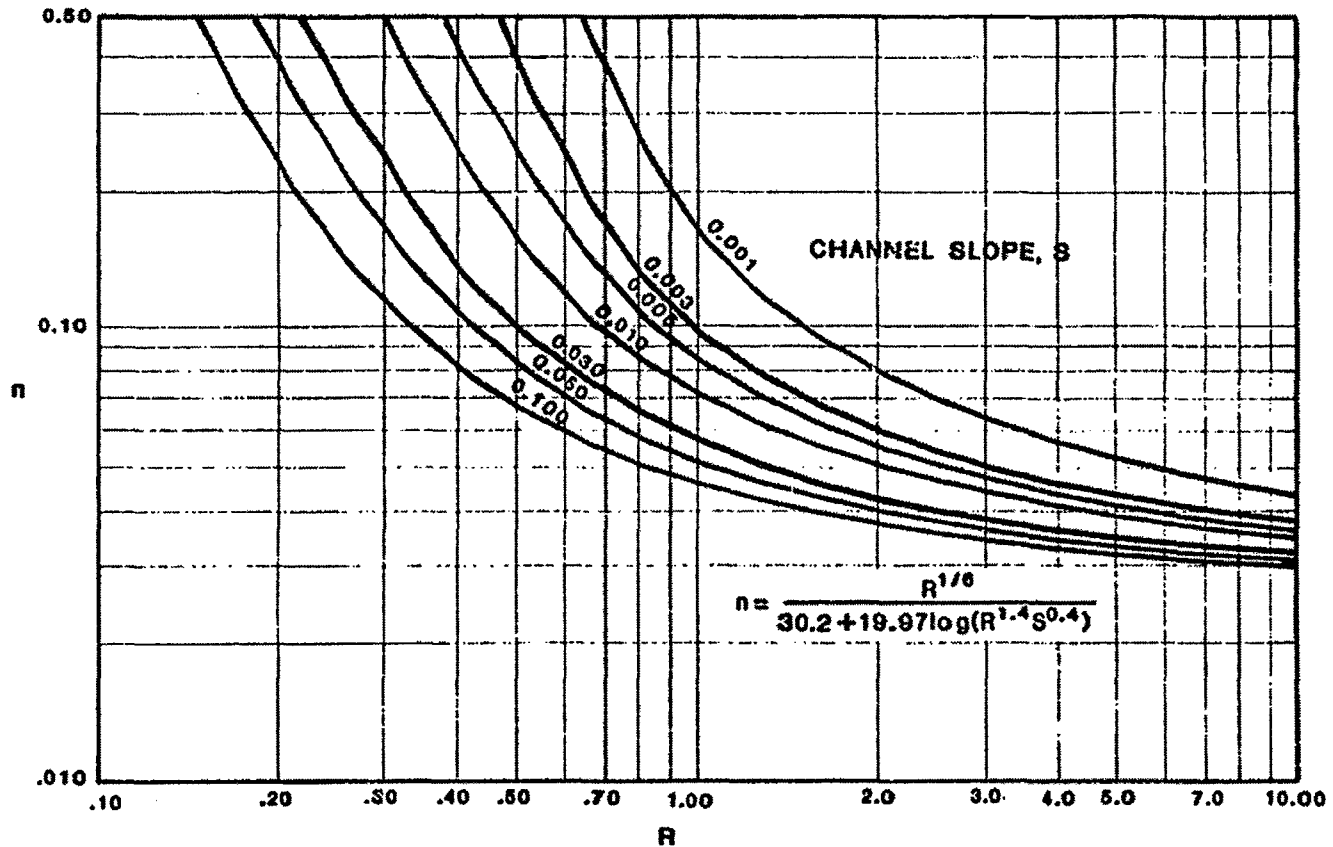


Lámina nº 4.12.- Nº de Manning ( $n$ ) en función del Radio Hidráulico ( $R$ ) para canales con vegetación clase C



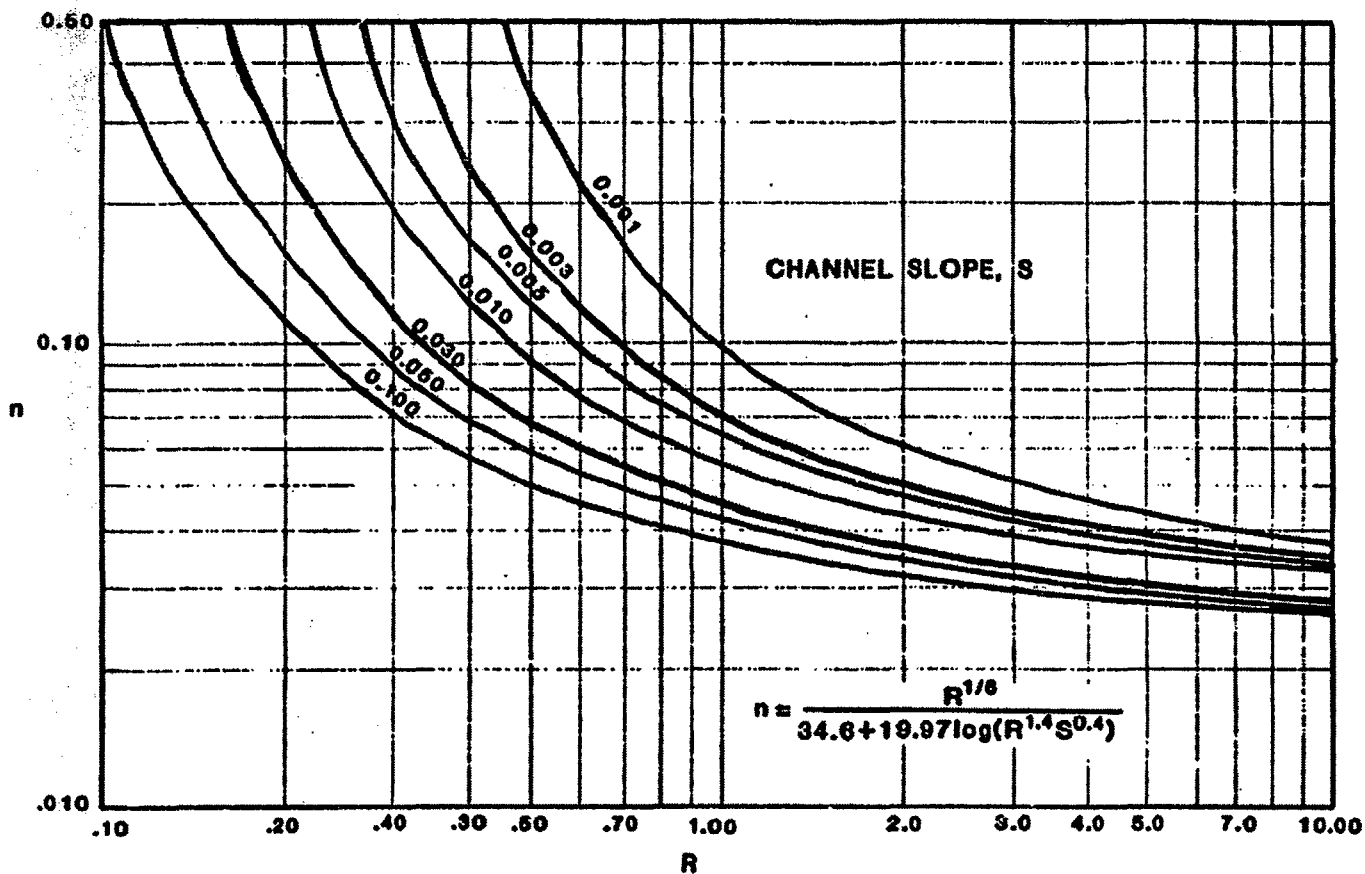


Lámina nº 4.13.- Nº de Manning (n) en función del Radio Hidráulico (R) para canales con vegetación clase D

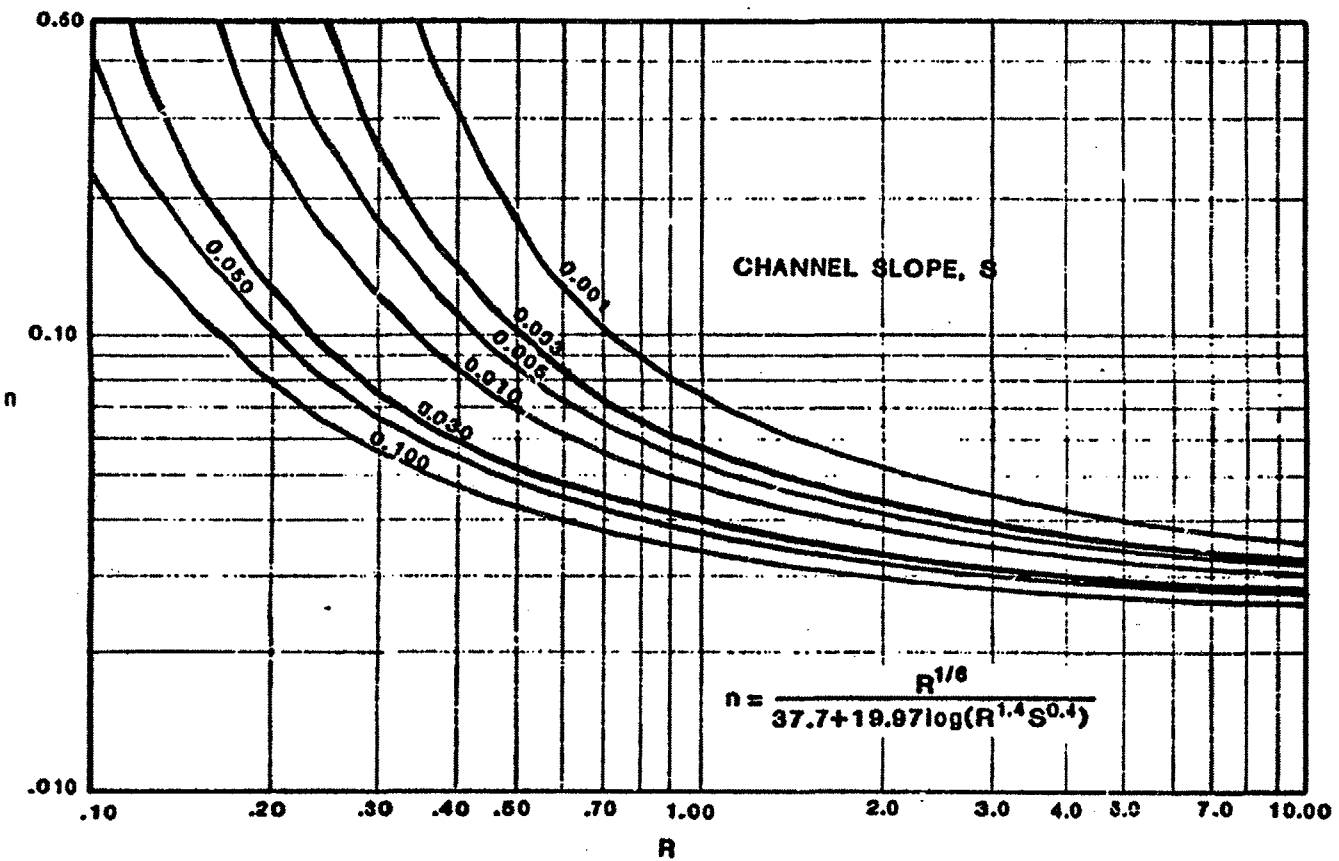


Lámina nº 4.14.- Nº de Manning (n) en función del Radio Hidráulico (R) para canales con vegetación clase E

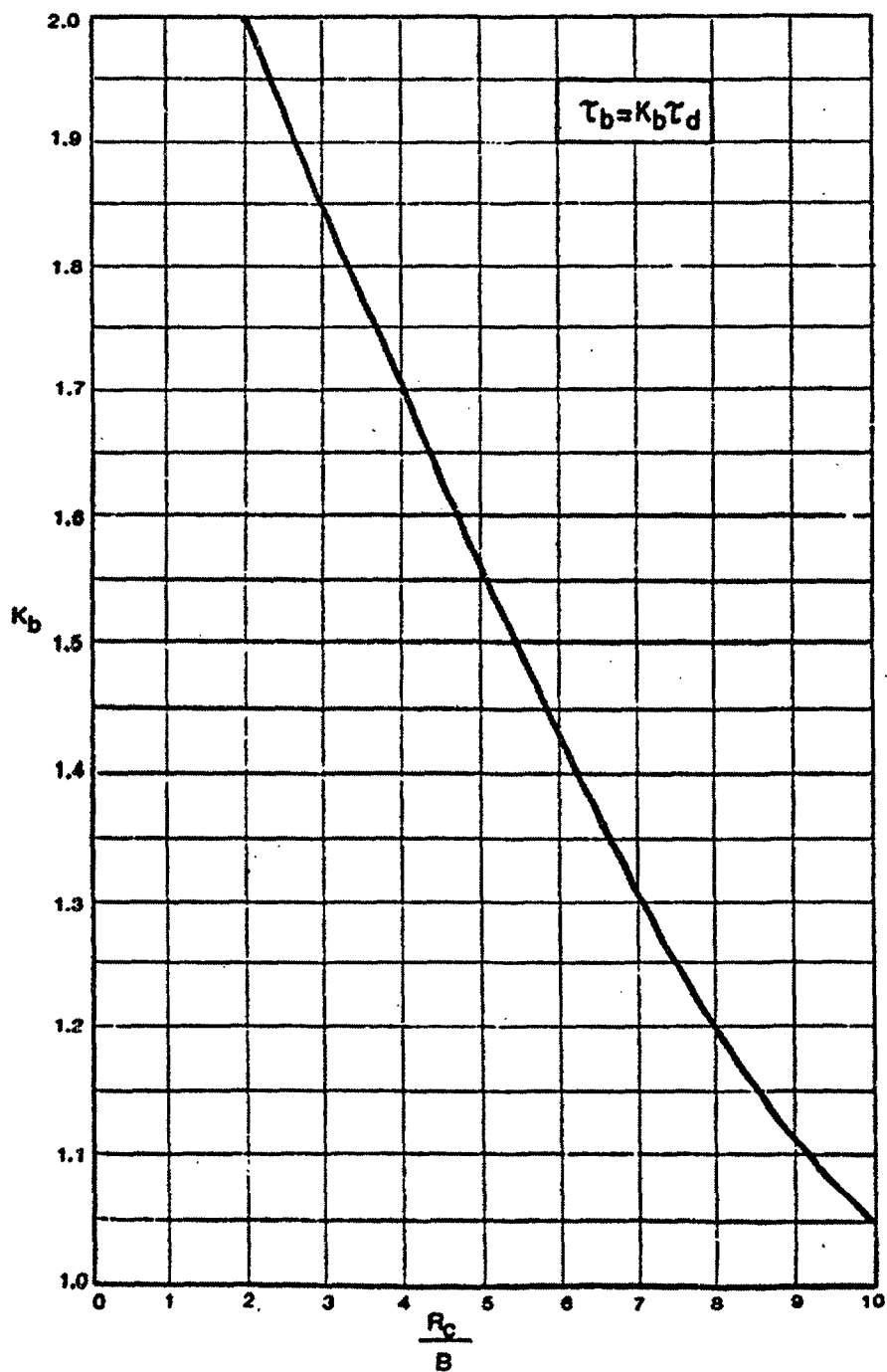


Lámina nº 4.15.- Valor del factor  $K_b$  para valores máximos de la tensión tractiva en tramos curvos de canales

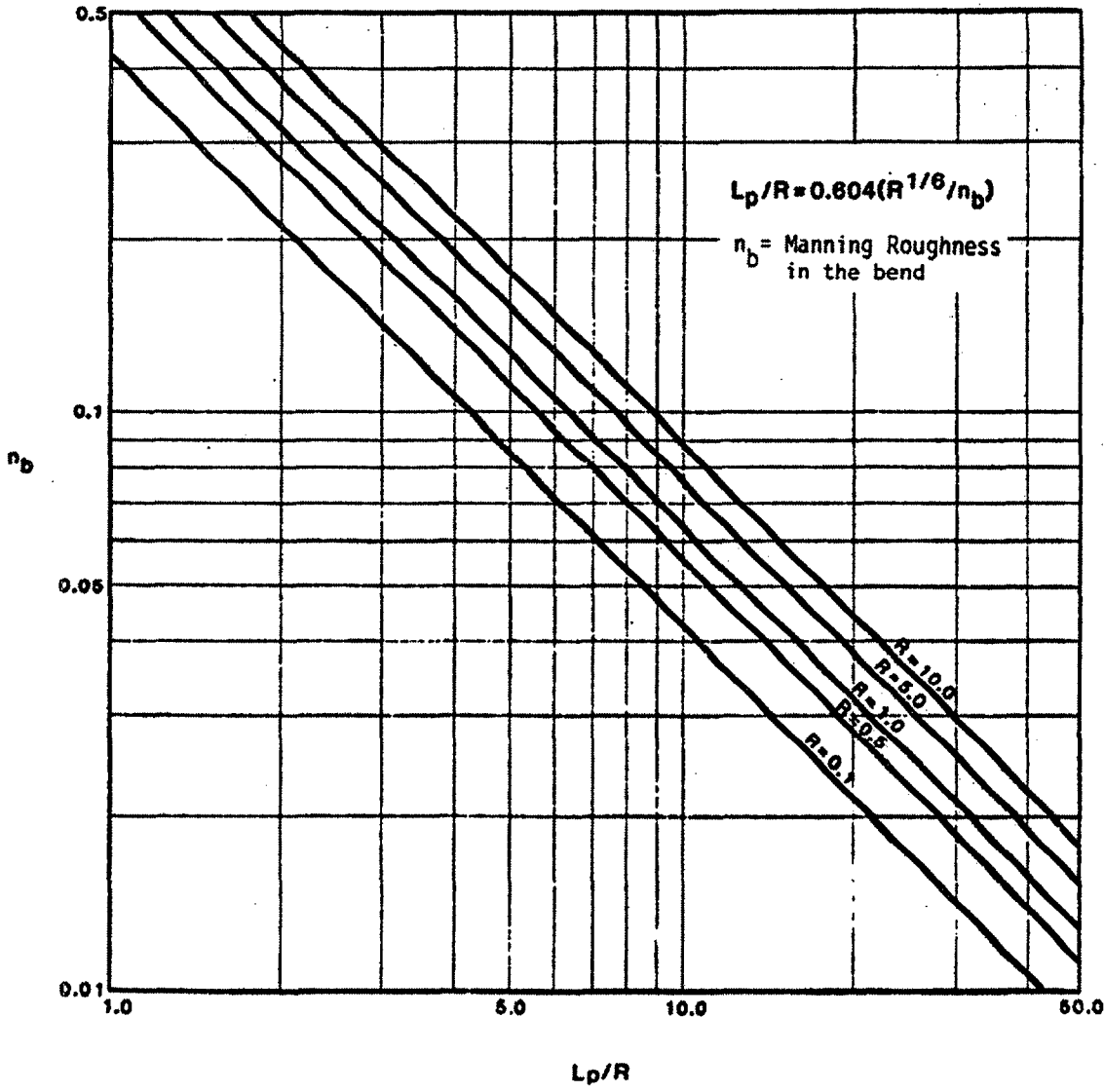


Lámina nº 4.16.- Longitud  $L_p$  de una protección de escollera aguas abajo de un tramo curvo de un canal

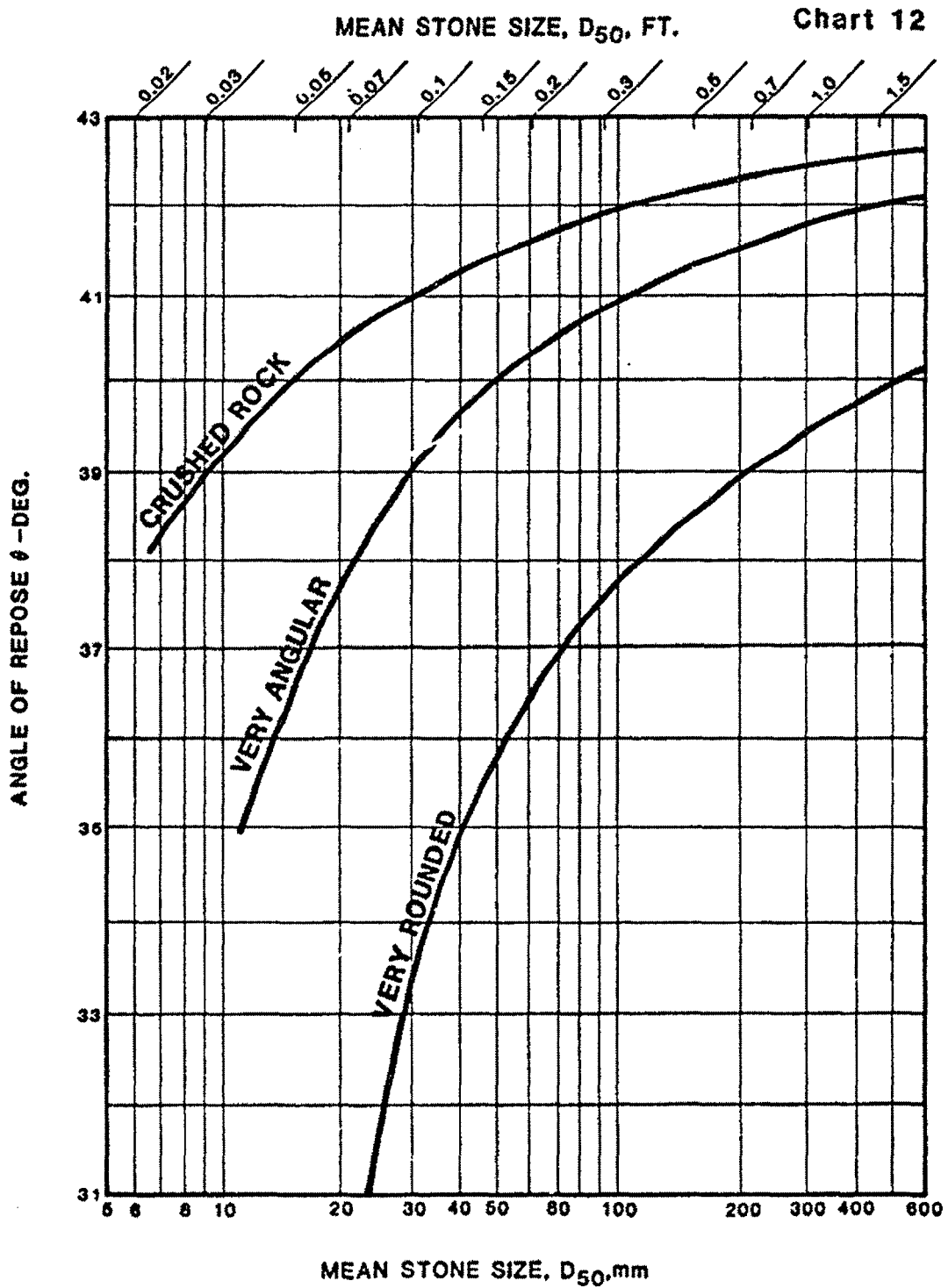


Lámina nº 4.17.- Angulo de rozamiento interno de una protección de escollera en función del tamaño medio de la piedra y de la forma de la misma

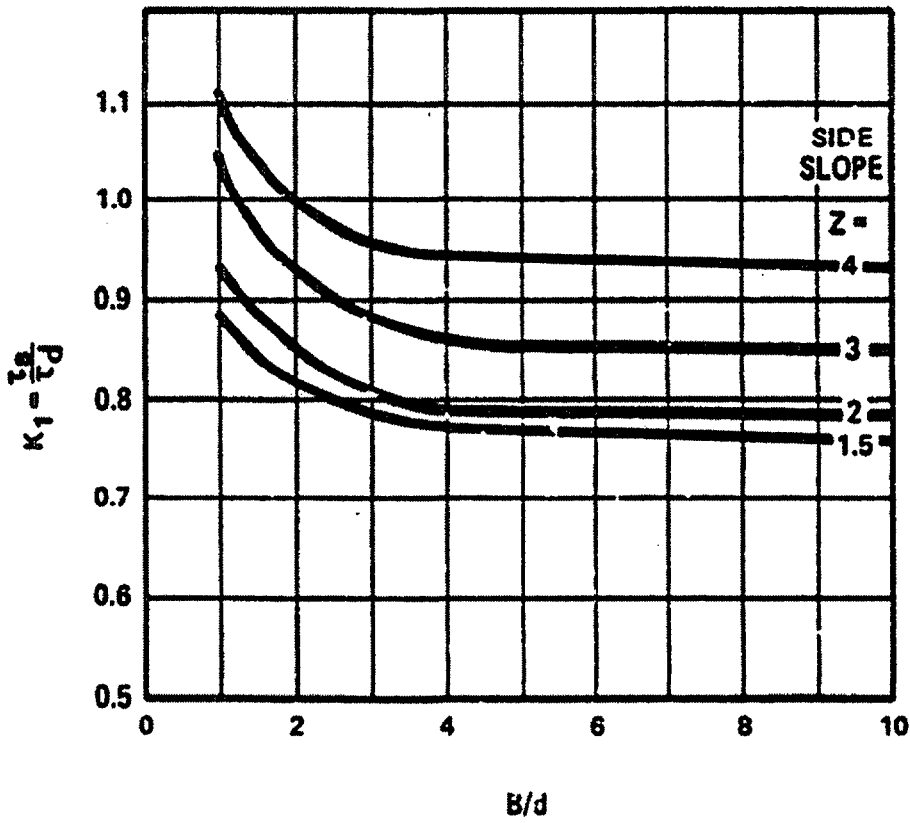


Lámina nº 4.18.- Ratio  $K_1$  entre la tensión tractiva en el talud y la tensión tractiva en el fondo de un canal

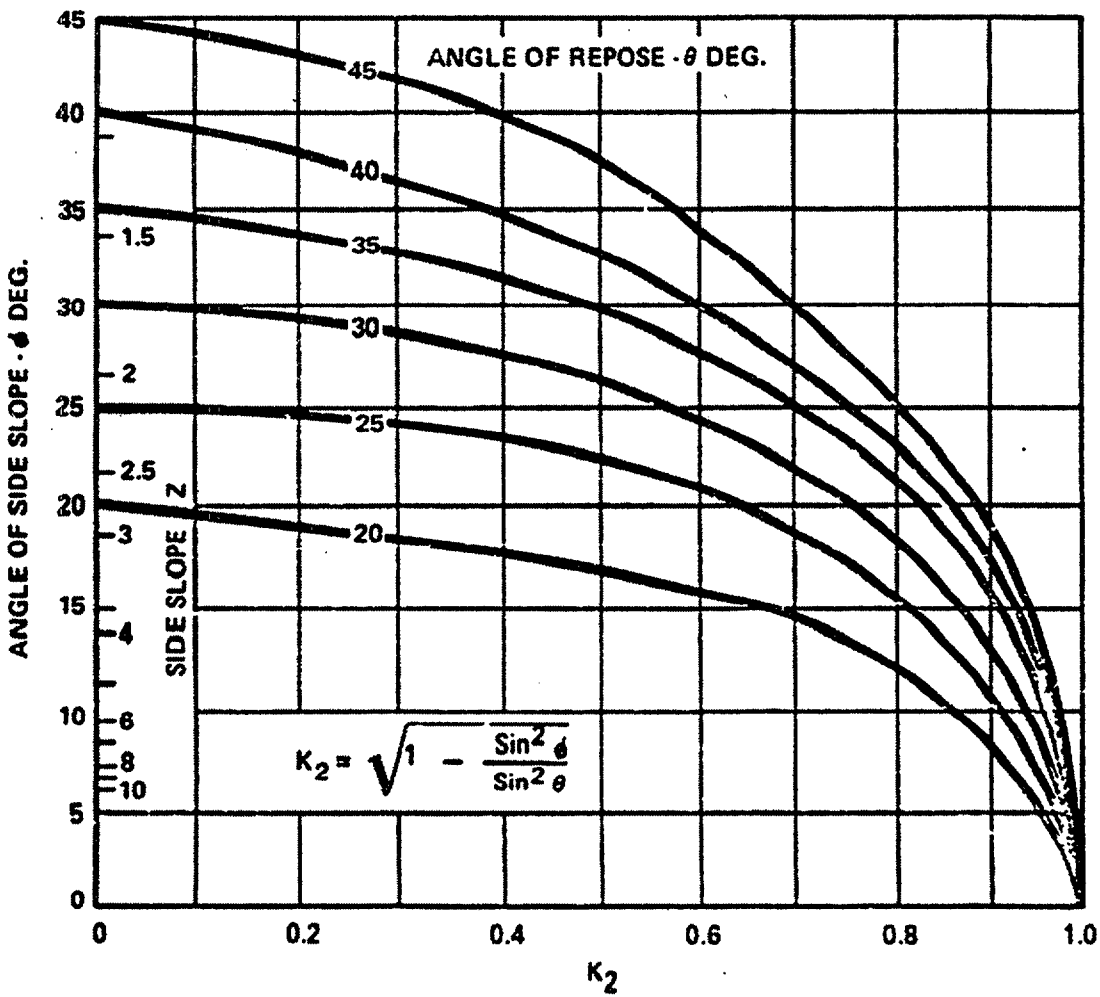


Lámina nº 4.19.- Ratio  $K_2$  entre las fuerzas tractivas

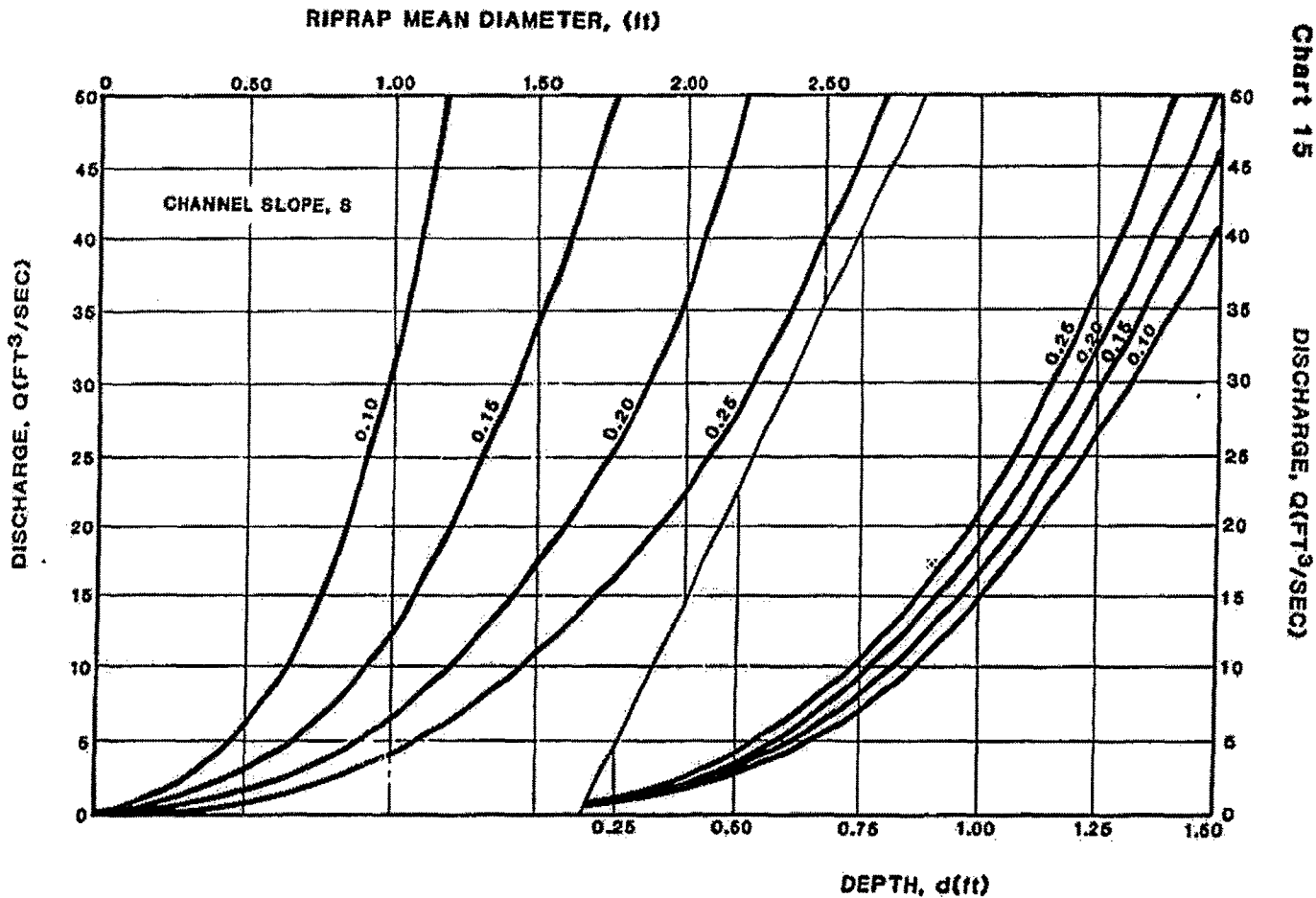


Lámina n° 4.20.- Diseño de una protección de escollera en un canal con pendiente fuerte.  
Canal triangular con  $Z = 3$



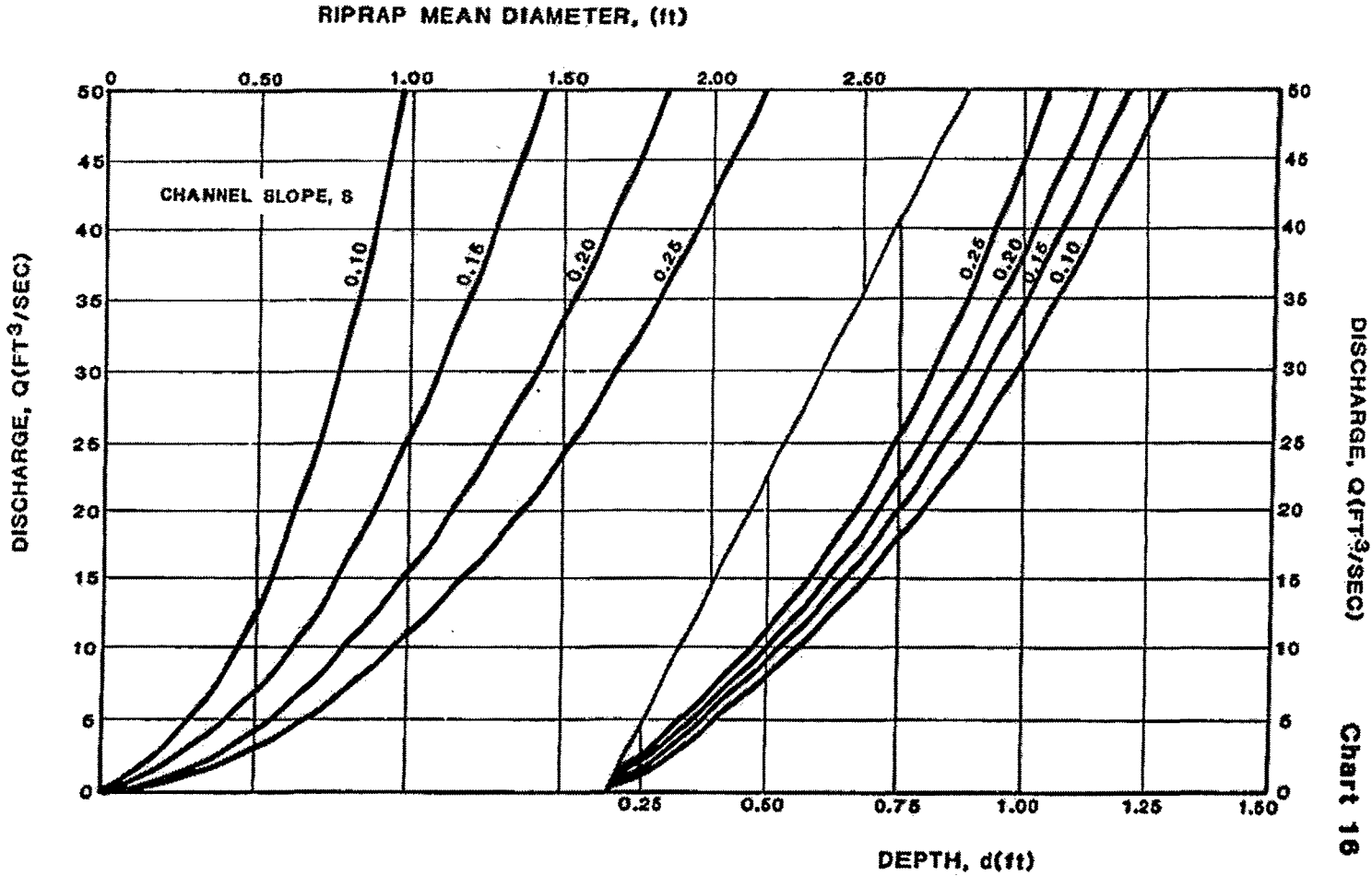


Lámina n° 4.21.- Diseño de una protección de escollera en un canal con pendiente fuerte.  
Canal trapezoidal con B=2, Z = 3

Chart 17

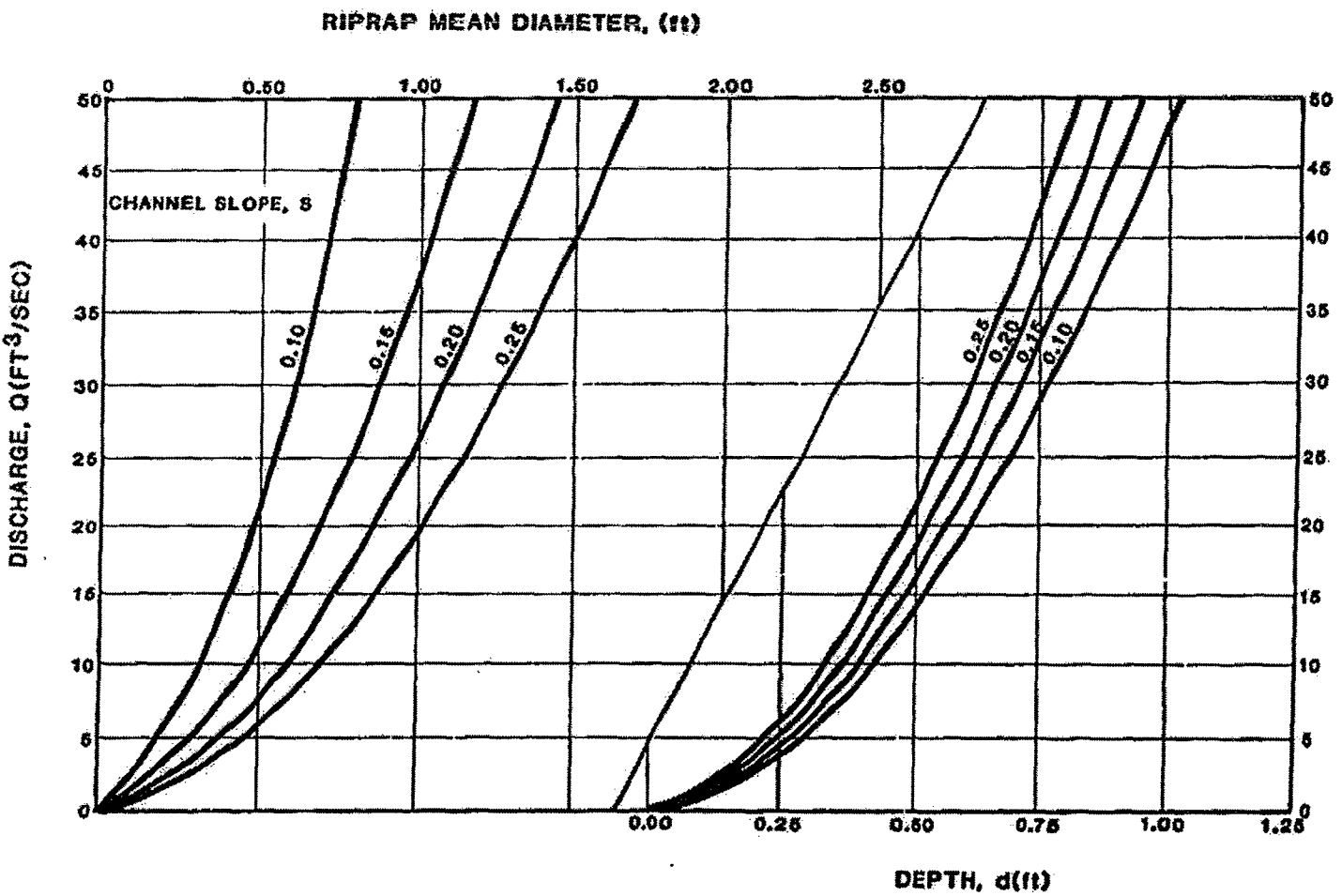
DISCHARGE,  $Q$  (FT<sup>3</sup>/SEC)

Lámina n° 4.22.- Diseño de una protección de escollera en un canal con pendiente fuerte.  
Canal trapezoidal con  $B=4$ ,  $Z = 3$

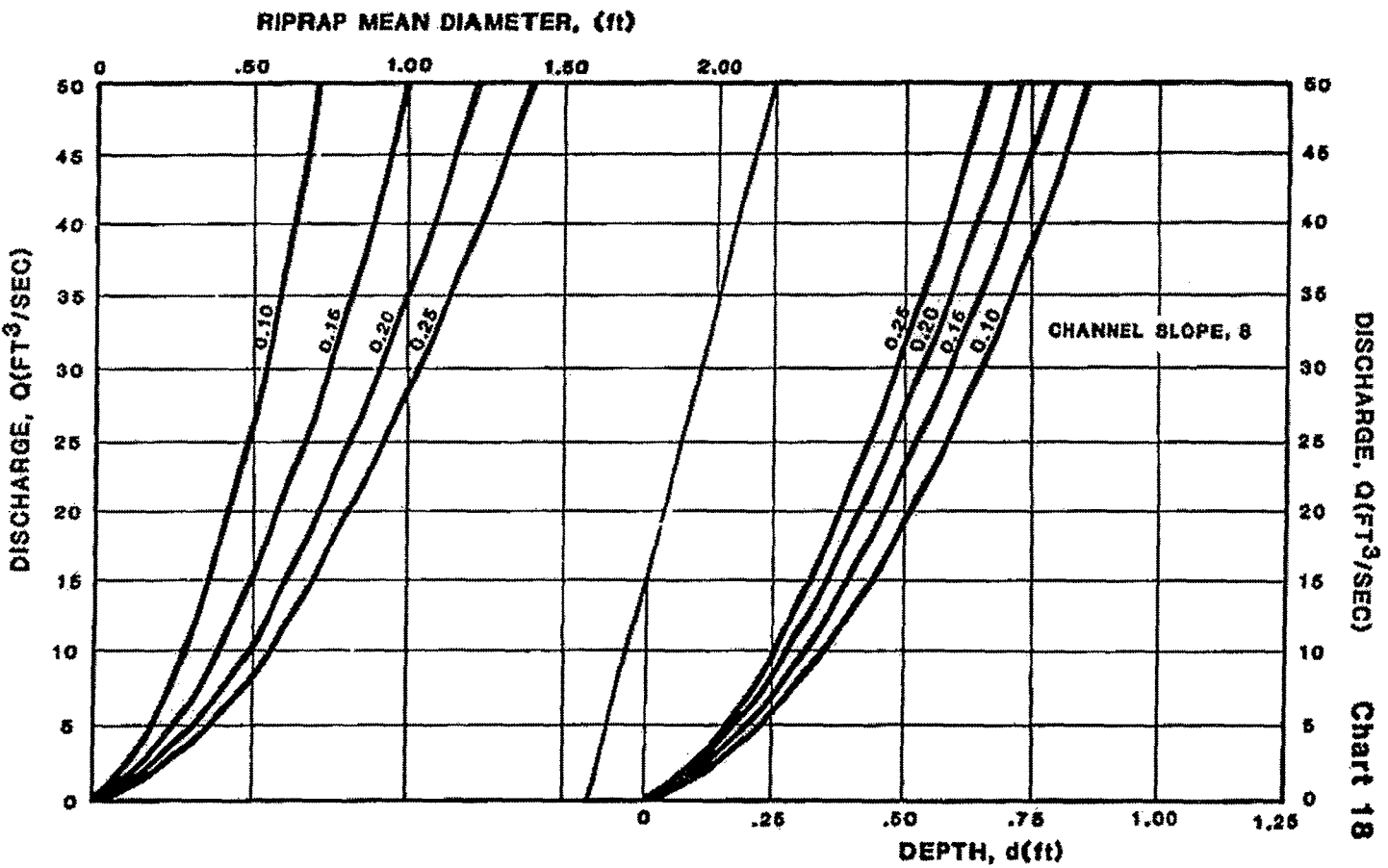


Lámina nº 4.23.- Diseño de una protección de escollera en un canal con pendiente fuerte.  
Canal trapezoidal con B=6, Z = 3

#### 4.5.9.- Fórmula de Escarameia y May (1992)

Es una forma de la bien conocida ecuación de Isbash y fue desarrollada a partir de test de laboratorio realizados en las instalaciones de HR Wallingford en Inglaterra sobre protecciones de escollera, bloques de hormigón y gaviones. Es ésta la única ecuación conocida donde el fenómeno de la turbulencia está incluido de una manera cuantificable.

La fórmula está recomendada por sus autores para el diseño de protecciones de escollera, bloques de hormigón sueltos o interconectados y gaviones.

La expresión es:

$$D_{50} = C \frac{U_b^2}{2g(Gs - 1)} \quad (4.52)$$

siendo:

$D_{50}$ : tamaño característico de la piedra

(es el tamaño del cubo equivalente ;  $D_{50} = \left( \frac{W_{50}}{\rho_s} \right)^{1/3}$ )

$W_{50}$ : peso de la partícula.

$\rho_s$ : densidad de la piedra.

$C$ : coeficiente que cuantifica la intensidad de la turbulencia (TI); sus valores se especifican en la *tabla nº 4.10*.

$g$ : aceleración de la gravedad.

$Gs$ : densidad relativa del material del revestimiento ( $\rho_s / \rho$ )

$U_b$ : velocidad cerca del fondo (al 10% de la profundidad del agua sobre el fondo).

Para el diseño de protecciones en taludes, la velocidad  $U_b$  debe referirse a la velocidad en el punto de intersección del talud con el fondo.

La ecuación (4.52) incluye un factor de seguridad con el cual dicha ecuación proporcionó valores del tamaño de piedra conservadores para todos los test realizados.

En cuanto a la denominada intensidad de turbulencia TI, cuyos valores se especifican en la *tabla n° 4.10* incluida a continuación, ésta se define como:

$$TI = \frac{(rms \ u)}{\bar{u}} \tag{4.53}$$

- siendo:
- rms:*      raíz cuadrada media
  - u:*        componente de la velocidad en la dirección principal del flujo
  - $\bar{u}$  :*      velocidad media local en la dirección de la corriente

Las velocidades *u* y  *$\bar{u}$*  deben medirse en un punto situado a una distancia del fondo igual al 10 % de la profundidad total del flujo.

**Tabla n° 4.10.- Niveles de turbulencia**

Situación	Nivel de turbulencia	
	Cualitativo	Intensidad de turbulencia (TI)
Ríos rectos o tramos de canal y curvas naturales anchas (R/W>26) (1)	Normal (bajo)	0,12
Bordes de los revestimientos en tramos rectos	Normal (más alto)	0,20
Pilas de puente, estribos y espigones; transiciones	Medio a alto	0,35 – 0,50 (2)
Aguas abajo de estructuras hidráulicas (azudes, alcantarillas, cuencos amortiguadores)	Muy alto	0,60 (3)

- (1)    R:      Radio de la curva  
      W:      Anchura de la superficie del agua en la parte de aguas arriba de la curva.
- (2)    El valor más bajo debe usarse en caso de protecciones a lo largo de toda la anchura del río o canal. El valor más alto se refiere a protecciones locales alrededor de pilas o espigones.
- (3)    Este valor se refiere a niveles de turbulencia que persisten aguas abajo de los cuencos amortiguadores de hormigón donde estos están presentes; el valor no es aplicable a secciones muy próximas a azudes largos o aliviaderos no provistos de estructuras de disipación de energía.

Tabla n° 4.11.- Valores del coeficiente C para uso en la ecuación de Escarameia y May

Tipo de revestimiento	C	Observaciones
<b>Riprap</b>	12,3 TI-0,20	Válido para $TI \geq 0,05$ y para diseño de protecciones de lecho y taludes con inclinación 2H:1V o menor
<b>Bloques de hormigón sueltos(o entrelazados)</b>	9,22 TI – 0,15	Válido para $TI \geq 0,05$ y para diseño de protecciones de lecho y taludes con inclinación 2,5H:1V o menor.
<b>Colchones de gaviones</b>	12,3 TI – 1,65	Válido para $TI \geq 0,12$ y para diseño de protecciones de lecho y taludes con inclinación 2H:1V o menor.

Para intensidades de turbulencia  $TI \leq 0,50$  se obtuvo una relación entre  $U_b$  y  $U_d$  (velocidad media local) a partir de tests de campo. La velocidad  $U_b$  puede ser usada cuando no se disponga de valores de  $U_d$ . Esta relación es:

$$U_b = (-1.48TI + 1.04)U_d, \text{ para } TI \leq 0,50.$$

En los casos en los que la intensidad de turbulencia  $TI > 0,50$ , la relación entre  $U_b$  y  $U_d$  está fuertemente afectada por cambios aleatorios o remolinos. En estos casos solamente se puede dar una ecuación provisional:

$$U_b = (-1.48TI + 1.36)U_d$$

#### 4.5.10.- Fórmula de Pilarczyk (1990)

Esta fórmula fue obtenida a partir de los resultados de una serie de trabajos sobre estabilidad de protecciones de escollera, de colchones de piedra y de bloques de hormigón realizados en Holanda. La fórmula incluye varios coeficientes empíricos derivados de pruebas realizadas con prototipos, entre los que se encuentra el denominado factor de turbulencia, el cual varía de acuerdo al tipo y condición del flujo.

La fórmula está recomendada por su autor para el diseño de protecciones de escollera, bloques de hormigón unidos mediante cables, gaviones y colchones de asfalto.

La expresión es:

$$D = \frac{\phi}{\Delta \psi_{cr}} 0,035 K_T \cdot K_h \cdot K_s^{-1} \cdot \frac{U d^2}{2g} \quad (4.54)$$

siendo:

$D$ : Tamaño característico de la protección (ver *tabla 4.12*)

$\phi$ : Factor de corrección de la estabilidad (ver *tabla 4.12*)

$\Delta$ : Densidad relativa del revestimiento (ver *tabla 4.12*)

$\psi_{cr}$ : Factor de estabilidad (ver *tabla 4.12*)

$U_d$ : Velocidad media local del flujo

$K_T$ : Factor de turbulencia (diferente de la intensidad de turbulencia  $TI$ ).

$K_T = 1,0$  para una turbulencia normal en ríos.

$K_T = 1,50 - 2,00$  para zonas de alta turbulencia (ej. aguas abajo de cuencos amortiguadores, perturbaciones locales, curvas cerradas...)

$K_h$ : Factor de profundidad

En zonas de alta turbulencia es probable que el perfil de velocidad no se desarrolle totalmente y por lo tanto se sugiere el uso de la siguiente ecuación:

$$K_h = \left( \frac{D}{y} \right)^{0,20}, \text{ siendo } y: \text{calado del flujo}$$

En el caso de protección de taludes, el calado,  $y$ , se debe tomar en la vertical de la intersección del talud con el fondo.

$K_s$ : Factor de talud.

Se define como el producto de un término de cara de talud ( $K_d$ ) y un talud longitudinal ( $K_l$ ).

$$K_S = Kd \cdot KI,$$

con:

$$Kd = \cos \alpha \sqrt{1 - \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \phi}\right)^2} \quad ; \quad KI = \frac{\operatorname{sen}(\phi - \beta)}{\operatorname{sen} \phi}$$

siendo:

- $\alpha$ : talud de la orilla
- $\phi$ : ángulo de rozamiento interno
- $\beta$ : ángulo del perfil longitudinal del canal con la horizontal

La forma de aplicar la ecuación (4.54) es mediante un proceso iterativo, el cual requiere una primera estimación del tamaño característico de la protección. El proceso iterativo continúa hasta que se llega a un valor de D similar al asumido inicialmente.

**Tabla nº 4.12.- Valores de los coeficientes en la ecuación de Pilarczyk**

Parámetro	Riprap	Gaviones: cajas y colchones	Bloques con cables y mantas asfálticas	Observaciones
D	D <sub>n50</sub>	D <sub>n50</sub>	Espesor	
$\phi$	0,75 1,0 - 1,5	0,75 1,0 - 1,5	0,50 1,0	Protección continua En bordes y transiciones
$\Delta$	s-1	(1-n) (s-1)	(1-n) (s-1)	s: densidad relativa n: porosidad (n≈0,4 para piedra y arena)
$\Psi_{cr}$	0,035	0,07	0,07	-



## CAPÍTULO 5

### ESTUDIO COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS DE CÁLCULO DE PROTECCIONES DE ESCOLLERA

#### 5.1.- Métodos de cálculo seleccionados: parámetros utilizados y tipos de resultados obtenidos

##### 5.1.1.- Métodos de cálculo seleccionados

Los métodos de cálculo que se han seleccionado para la realización de cálculos de tamaños de escollera con propósitos comparativos son los siguientes:

- Método de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) (1936)
- Método de Isbash (1936)
- Método del U.S. Bureau of Reclamation (EM-25, Peterka) (1958)
- Método del Departamento de Transportes de California "Bank and Shore Protection Manual" (1970)
- Método de Simons y Senturk (1977)
- Método del Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS) (1981)
- Método de la Hydraulic Engineering Circular nº 11 (HEC-11) (FHWA, 1989)
- Método de Pilarczyk (1990)
- Método de Escameia y May (1992)
- Método del U.S. Army Corps of Engineers (Versión 1994)

La descripción detallada de cada uno de ellos se encuentra en el capítulo 4 del presente trabajo, y los cálculos completos realizados con los mismos se recogen en el Anexo nº 1.

### 5.1.2.- Parámetros utilizados

La totalidad de parámetros empleados por los métodos de cálculo que se pretende comparar, agrupados de acuerdo a las variables que representan, es la que se lista a continuación:

#### a) Velocidad del flujo

- **V<sub>m</sub>** : Velocidad media
- **V<sub>avg</sub>**: Velocidad media local
- **U<sub>b</sub>** : Velocidad a una distancia del fondo equivalente al 10 % de la profundidad del flujo

#### b) Profundidad del flujo

- **d** : calado en el punto donde se ha medido la velocidad

#### c) Densidad y peso específico

- **g<sub>w</sub>** : densidad del agua
- **g<sub>s</sub>** : densidad de la piedra
- **D, G<sub>s</sub>** : densidad relativa de la piedra

#### d) Geometría de la sección

- **d**: ángulo del talud con la horizontal
- **F**: ángulo de rozamiento interno de la piedra
- **K<sub>1</sub>**: Factor de corrección de la inclinación del talud
- **K<sub>s</sub>**: Factor de talud
- **b**: ángulo del perfil longitudinal del canal con la horizontal

#### e) Otros coeficientes y factores

- **SF**: Coeficiente de Seguridad ó Factor de Estabilidad
- **C<sub>s</sub>**: Coeficiente de estabilidad para fallo incipiente
- **C<sub>v</sub>**: Coeficiente de distribución vertical de velocidad
- **CT**: Coeficiente de espesor
- **C, C<sub>tur</sub>**: Coeficiente de turbulencia
- **KT**: Factor de turbulencia
- **Kh**: Factor de profundidad

A continuación se incluye un cuadro resumen en el que se relaciona cada método con los parámetros utilizados por el mismo.

Tabla 5.1.- PARAMETROS FUNDAMENTALES UTILIZADOS POR CADA MÉTODO DE CÁLCULO

MÉTODO DE CÁLCULO	VELOCIDAD			d	Densidad y peso específico			$\theta$	Taludes			Coeficientes y factores							$\beta$	$\lambda$
	Vm	Vavg	Ub		$\Delta$	$\gamma_w$	$\gamma_s$			K1	Ks	SF	Cs	Cv	CT	C	KT	Kh		
SOCIEDAD AMERICANA DE INGENIEROS CIVILES (ASCE) (1936)																				
FÓRMULA DE ISBASH (1936)																				
U.S. BUREAU OF RECLAMATION (EM-25 PETERKA) (1958)																				
CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION MANUAL (1970)																				
SIMONS Y SENTÜRK (1977)																				
SERVICIO GEOLOGICO DE ESTADOS UNIDOS (U.S.G.S.) (1981)																				
HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 (HEC-11) (1989)																				
FÓRMULA DE PILARCZYK (1990)																				
FÓRMULA DE ESCARAMEIA Y MAY (1992)																				
U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (Versión de 1994)																				

LEYENDA:

Vm: Velocidad media

Vavg: Velocidad media local

Ub: Velocidad a una distancia del fondo equivalente al 10 % de la profundidad del flujo

d : Calado del flujo

$\Delta$ : Densidad relativa de la piedra

$\gamma_w$ : Peso específico del agua

$\gamma_s$ : Peso específico de la piedra

$\theta$ : Angulo que forma el talud con el fondo

$\phi$ : Angulo de rozamiento interno de la piedra

K1: Factor de corrección de la inclinación del talud

Ks: Factor de talud

SF: Coeficiente de Seguridad

Cs: Coeficiente de estabilidad

Cv: Coeficiente de distribución vertical de velocidad

CT: Coeficiente de espesor

C: Coeficiente de turbulencia

KT: Parámetro de turbulencia

Kh: Factor de profundidad

$\beta$ : Pendiente longitudinal del cauce

$\lambda$ : Angulo que forma la dirección del flujo con la horizontal

### 5.1.3.- Tipos de resultados que se obtienen

Los tipos de resultados que se obtienen por la aplicación de los diferentes métodos son los siguientes:

#### a) Tamaño de la piedra

- $D_{30}$  : Tamaño para el cuál el 30 % es más pequeño (en peso)
- $D_{50}$  : Tamaño medio, para el cuál el 50% es más pequeño o más grande (en peso)
- $D_{33}$  : Tamaño para el cuál el 33% es más pequeño (en peso)

#### b) Peso de la piedra

- $W_{50}$
- $W_{33}$

A continuación se incluye un cuadro resumen donde se relaciona cada uno de los métodos con el tipo de velocidad que emplea y con el resultado que obtiene, tanto directa como indirectamente.

**Tabla 5.2.- RELACIÓN ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULO TIPOS DE VELOCIDAD Y TIPOS DE RESULTADOS OBTENIDOS**

MÉTODO DE CÁLCULO	TIPO DE VELOCIDAD	TIPO DE RESULTADO OBTENIDO	
		DIRECTAMENTE	INDIRECTAMENTE
SOCIEDAD AMERICANA DE INGENIEROS CIVILES (ASCE) (1936)	Velocidad media local normalmente asumida igual a la velocidad media	W	D <sub>50</sub>
FÓRMULA DE ISBASH (1936)	Velocidad media	D <sub>50</sub>	
U.S. BUREAU OF RECLAMATION (EM-25 PETERKA) (1958)	Velocidad media	D <sub>50</sub>	
CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION MANUAL (1970)	Velocidad media en el tramo	W <sub>33</sub>	D <sub>33</sub> , D <sub>50</sub>
SIMONS Y SENTÜRK (1977)	V de referencia, V media local, V contra la piedra	SF	D <sub>50</sub>
SERVICIO GEOLOGICO DE ESTADOS UNIDOS (U.S.G.S.) (1981)	Velocidad media en la sección	D <sub>50</sub>	
HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 (HEC-11) (1989)	Velocidad media	D <sub>50</sub>	SF
FÓRMULA DE PILARCZYK (1990)	Velocidad media local	D <sub>50</sub>	
FÓRMULA DE ESCARAMEIA Y MAY (1992)	Velocidad a una distancia del fondo equivalente al 10 % de la profundidad del flujo (U <sub>b</sub> )	D <sub>50</sub>	
U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (Versión de 1994)	Velocidad media local	D <sub>30</sub>	D <sub>50</sub> , SF

## 5.2.- Ficha técnica de cada uno de los métodos seleccionados

En este punto se incluye la siguiente información:

- A) Cuadro resumen de las principales características de los métodos seleccionados
- B) Una ficha técnica para cada uno de los métodos incluyendo la siguiente información:
  - Criterio de cálculo
  - Parámetros que utiliza
  - Resultados que obtiene
  - Formulación
  - Limitaciones y observaciones

### **5.2.1.- Cuadro resumen de características**



Tabla 5.3.- RESUMEN DE METODOLOGÍAS DE CÁLCULO DE PROTECCIONES DE ESCOLLERA

MÉTODO DE CÁLCULO	AGENCIA	AÑO	Base de cálculo	Parámetros	Resultado obtenido	Formulación	Observaciones
MAN-54	American Society of Civil Engineers (ASCE)	1936	Relación entre el tamaño de la piedra y la velocidad del flujo circulante por el canal	$V, v$	$W, D_{50}$	$W = \frac{0,000041 \cdot G_s \cdot V^6}{(G_s - 1)^3 \cdot \cos^3 \theta}$	La velocidad del flujo se considera tomada a una distancia de 10 pies (3,00 m) desde la orilla. El ángulo de ataque del flujo no debe exceder los 30°.
ISBASH	American Society of Civil Engineers (ASCE)	1936	Relación entre el tamaño de la piedra, la velocidad del flujo circulante por el canal y un coeficiente de turbulencia	$V_a, G_s, C$	$D_{50}$	$D_{50} = \frac{V_a^2}{2 \cdot g \cdot C^2 (G_s - 1)}$	Utiliza la velocidad media del flujo en la sección considerada. No tiene en cuenta ni la inclinación del talud ni el calado del flujo. Fórmula desarrollada para el cálculo y construcción de presas de escollera en corrientes de agua.
USBR-EM-25	U.S. Bureau of Reclamation	1958	Relación entre el tamaño de la piedra y la velocidad del flujo circulante por el canal	$V$	$D_{50}$	$D_{50} = 0,0122 \cdot V_a^{2,06}$	Utiliza la velocidad media del flujo en la sección considerada. Método empírico desarrollado para estimar el tamaño de la roca a utilizar aguas abajo de las estructuras de disipación de energía.
EM-1601	U.S. Army Corps of Engineers	1970	Relación entre el tamaño de la piedra y la tensión tractiva o esfuerzo cortante en el contorno del canal	$a, \gamma_s, \phi, \partial, \tau$	$D_{50}$	$\tau' = a \cdot (\gamma_s - \gamma) D_{50} \left[ 1 - \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \theta} \right]^{0.50}$	El cálculo se basa en el procedimiento de prueba y error, por comprobación de la tensión tractiva admisible en función de un tamaño de piedra previamente establecido
CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION	California Department of Transportation (CALTRANS)	1970	Relación entre el tamaño de la piedra y la velocidad del flujo circulante por el canal	$V, G_s, \rho, v$	$W$ (directo), $D_{33}$ y $D_{50}$ (indirectos)	$W = \frac{0,00002 V^6 \cdot G_s \cdot \operatorname{cosec}^3 (\rho - \theta)}{(G_s - 1)^3}$	Utiliza la velocidad media del flujo en la sección considerada. Tiene en cuenta la posible influencia en la velocidad de fuerzas debidas a flujos fuertemente incidentes.
HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 15	Federal Highway Administration (FHWA)	1975/1988	Relación entre el tamaño de la piedra y la tensión tractiva o esfuerzo cortante en el contorno del canal.	$\tau_p, d$	$D_{50}$	Procedimiento iterativo basado en el uso de varios gráficos.	Desarrollado para el dimensionamiento de cunetas de carreteras. Sirve también para la comprobación de todo tipo de protecciones flexibles o combinaciones de las mismas.
SIMONS AND SENTURK		1977	Factor de seguridad como razón entre momentos resistentes de las fuerzas opuestas a rodadura de partículas y momentos desestabilizadores de fuerzas que tienden a desalojar partículas	$\gamma, (K), \gamma_s, \phi, \partial, d, V, \lambda$	$SF, D_{50}$	$SF = \frac{\cos \theta \operatorname{tg} \phi}{\eta \operatorname{tg} \phi + \sin \theta \cos \beta}$ $\eta = \frac{21 \tau_s}{(\gamma_s - 1) \gamma_a K}$ $\beta = \arctg \left[ \frac{\cos \lambda}{2 \sin \theta + \sin \lambda} \right]$ $\eta' = \eta \left( \frac{1 + \sin(\lambda + \beta)}{2} \right)$	Método de cálculo completo. Analiza la estabilidad de la partícula considerando la interacción con las partículas que le rodean. Emplea el criterio de Shields para el comienzo del arrastre. Incluye en el análisis la fuerza ascensional de la partícula y considera la fuerza de arrastre en la misma forma que la empleada por Lane
BLOGGETT	U.S. Geological Survey	1981	Relación entre el tamaño de la piedra y la velocidad del flujo circulante por el canal	$V_a$	$D_{50}$	$D_{50} = 0,01 \cdot V_a^{2,44}$	Utiliza la velocidad media del flujo en la sección considerada. Ecuación empírica y muy simple obtenida a partir de una serie de datos de campo.
HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11	Federal Highway Administration (FHWA)	1989	Relación entre el tamaño de la piedra y la velocidad del flujo circulante por el canal	$V_a, d_{avg}, K_1$	$D_{50}, SF$	$D_{50} = \frac{0,001 \cdot V_a^3}{(d_{avg}^{0,5} \cdot K_1^{1,5})}$	Ecuación válida únicamente para un peso específico de la escollera de 2.65 Tn/m3 y un factor de seguridad SF=1.20. Para valores diferentes es necesario realizar correcciones. Método válido para condiciones de flujo uniforme o gradualmente variado en canales rectos o medianamente curvados.
PILARCZYK	HR Wallingford	1990	Relación entre el tamaño de la piedra y la velocidad del flujo circulante por el canal	$\psi_{cr}, U_d, K_T, K_h, K_s$	$D$	$D = \frac{\Phi \cdot 0,035}{\Delta \cdot \psi_{cr}} K_T K_h K_s^{-1} \left( \frac{U_d^2}{2g} \right)$	Ecuación obtenida a partir de experiencias con riprap, gaviones y bloques de hormigón. Incluye varios coeficientes empíricos derivados de los resultados de pruebas realizadas con prototipos. Método iterativo que requiere una estimación inicial del tamaño de la piedra.
ESCARAMEIA Y MAY	HR Wallingford	1992	Relación entre el tamaño de la piedra, la velocidad del flujo circulante por el canal y un coeficiente de intensidad de turbulencia	$U_b, G_s, C$	$D_{50}$	$D_{50} = C \cdot \left( \frac{U_b^2}{2 \cdot g \cdot (G_s - 1)} \right)$	Es una variante de la ecuación de Izbash desarrollada a partir de test de laboratorio sobre protecciones de escollera, bloques de hormigón y gaviones. Única ecuación conocida que cuantifica la turbulencia. Utiliza la velocidad a una distancia del fondo equivalente al 10 % de la profundidad del flujo.
EM-1601	U.S. Army Corps of Engineers	1994	Relación entre el tamaño de la piedra y la velocidad del flujo circulante por el canal	$C_s, C_v, C_T, d, V, K_1$	$D_{30}$	$D_{30} = S_F \cdot C_s \cdot C_v \cdot C_T \cdot d \cdot \left[ \frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \right]^{1/2} \cdot \left[ \frac{v}{\sqrt{(K_1 \cdot g \cdot d)}} \right]^{2.5} \quad (1)$ $D_{30} = \frac{1,95 \cdot S^{0,555} \cdot g^{2/3}}{g^{1/3}} \quad (2)$	(1) Ecuación válida en zonas con flujos de baja turbulencia y taludes 1.5H/1V ó mas tendidos y limitada a pendientes longitudinales del cauce inferiores al 2%. (2) Ecuación válida para pendientes longitudinales del cauce comprendidas entre el 2 y el 20%

### **5.2.2.- Fichas técnicas**

### 5.2.2.1.- Método de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE, 1936)

#### i) Criterio de cálculo:

- Criterio de velocidad como indicador de los esfuerzos sobre el contorno.
- Basado en la fórmula de Isbash, modificada para cuantificar el efecto de los taludes

#### ii) Parámetros que utiliza:

- Velocidad media local ( $V$ ) que normalmente la asume equivalente a la velocidad media ( $V_m$ ).
- Pesos específicos de la piedra y el agua
- Angulo del talud con el fondo ( $\theta$ )
- 

#### iii) Resultados que obtiene:

- Resultado directo: Peso de la piedra ( $W$ )
- Resultado indirecto: Tamaño de la piedra ( $D_{50}$ )

#### iv) Formulación:

$$W = \frac{0,000041 \cdot G_s \cdot V^6}{(G_s - 1)^3 \cdot \cos^3 \theta}$$

#### v) Limitaciones y observaciones:

- Independiente del calado del flujo
- La velocidad del flujo se considera tomada a una distancia de 10 pies ( $\cong 3,00$  m.) desde la orilla.
- Uso de escollera limitado a calados menores de 12.20 m., preferiblemente menores de 9 m.
- El ángulo de ataque del flujo no debe exceder los  $30^\circ$

**5.2.2.2.- Método de Isbash (1936)****i) Criterio de cálculo:**

- Tensión tractiva, aunque el parámetro que aparece en la fórmula es la velocidad
- Fórmula experimental desarrollada para la construcción de presas

**ii) Parámetros que utiliza:**

- Velocidad media del flujo ( $V_a$ )
- Peso específico de la piedra ( $G_s$ )
- Coeficiente de turbulencia ( $C$ )

$C = 0,86$  en casos de alta turbulencia

$C = 1,20$  en casos de baja turbulencia

**iii) Resultados que obtiene:**

- Resultado directo: Diámetro medio de la piedra ( $D_{50}$ )

**iv) Formulación:**

$$D_{50} = \frac{V_a^2}{2 \cdot g \cdot C^2 (G_s - 1)}$$

**v) Limitaciones y observaciones:**

- No tiene en cuenta ni la inclinación del talud ni el calado del flujo.
- Fórmula simple en la que el tamaño final de la piedra depende solamente de la velocidad de la corriente, de la densidad de la piedra y de un coeficiente de turbulencia.
- Fue desarrollada para el cálculo y construcción de presas de escollera en corrientes de agua.

**5.2.2.3.- Método del U.S. Bureau of Reclamation (USBR EM-25 Peterka, 1958)****i) Criterio de cálculo:**

- Relación entre tamaño de piedra y velocidad de fondo
- Basado en experiencias de laboratorio

**ii) Parámetros que utiliza:**

- Velocidad media del flujo ( $V_a$ )

**iii) Resultados que obtiene:**

- Resultado directo: Tamaño de la piedra ( $D_{50}$ )

**iv) Formulación:**

$$D_{50} = 0,0122.V_a^{2,06}$$

**v) Limitaciones y observaciones:**

- Método desarrollado para estimar el tamaño de la roca a usar aguas abajo de las estructuras de disipación de energía.
- Ecuación muy simple, en la que el tamaño final de la piedra solamente depende de la velocidad de la corriente, no teniendo en cuenta otros factores como calado, inclinación de taludes, etc.
- El tamaño  $D_{50}$  se obtuvo a partir del  $D_{40}$ , aplicando la graduación dada en HEC-11 y HEC-15 ( $D_{50} = 1.16 D_{40}$ )

#### 5.2.2.4.- Método del Departamento de Transportes de California “Bank and Shore Protection Manual” (1970)

##### i) Criterio de cálculo:

- Análisis de la teoría de ondas y relaciones fuerza-energía
- Tamaño de la piedra función de la velocidad (en sustitución de la altura de la ola)

##### ii) Parámetros que utiliza:

- Velocidad media del flujo en el tramo ( $V$ )
- Peso específico relativo de la piedra ( $G_s$ )
- Ángulo de rozamiento interno ( $\rho$ )
- Ángulo que forma el talud con el fondo ( $\theta$ )

##### iii) Resultados que obtiene:

- Resultado directo: Peso de la piedra  $W$  (equivalente a  $W_{33}$ )
- Resultado indirecto: Tamaños de la piedra ( $D_{33}$  y  $D_{50}$ )

##### iv) Formulación:

$$W = \frac{0,00002 \cdot V^6 \cdot G_s \cdot \cos^3(\rho - \theta)}{(G_s - 1)^3}$$

##### v) Limitaciones y observaciones:

- Tiene en cuenta la posible influencia en la velocidad de fuerzas debidas a flujos fuertemente incidentes.
- Asume que la velocidad del flujo en las proximidades de la orilla es la siguiente:
 

$V_1 = (4/3) V$	para casos de flujo incidente
$V_2 = (2/3) V$	para casos de flujo tangencial
- La metodología incluye una formulación para el cálculo del espesor de la capa de protección

### 5.2.2.5.- Método de Simons y Senturk (1977)

#### i) Criterio de cálculo:

- Determinación del factor de seguridad de una protección de escollera como la razón entre los momentos resistentes de las fuerzas que se oponen a la rodadura de las partículas y los momentos desestabilizadores de las fuerzas que tienden a desalojar las partículas fuera de la capa de protección.

#### ii) Parámetros que utiliza:

- Coeficiente de Seguridad ( $SF$ )
- Tensión tractiva ( $\tau$ ) ó Velocidad media del flujo en el tramo ( $V$ )
- Pesos específicos de la piedra y el agua
- Calado del flujo
- Ángulo de rozamiento interno de la escollera ( $\phi$ )
- Ángulo que forma el talud con el fondo ( $\theta$ )
- Ángulo que forma la dirección del flujo con la horizontal ( $\lambda$ )

#### iii) Resultados que obtiene:

- Resultado directo: Coeficiente de Seguridad de una protección con unas características dadas
- Resultado indirecto: Tamaño de la piedra ( $D_{50}$ ) para un Coeficiente de Seguridad dado

#### iv) Formulación:

$$SF = \frac{\cos\theta \operatorname{tg} \phi}{\eta' \operatorname{tg} \phi + \operatorname{sen}\theta \cos\beta}$$

$$\eta' = \eta \left( \frac{1 + \operatorname{sen}(\lambda + \beta)}{2} \right)$$

$$\eta = \frac{21 \tau_s}{(\gamma_s - 1) \gamma_a K}$$

$$\beta = \operatorname{arctg} \left[ \frac{\cos\lambda}{\frac{2 \operatorname{sen}\theta}{\eta \operatorname{tg} \phi} + \operatorname{sen}\lambda} \right]$$

**v) Limitaciones y observaciones:**

- Es un método que se puede considerar completo ya que analiza la estabilidad de la partícula considerando la interacción con las partículas que le rodean.
- Emplea el criterio de Shields para el comienzo de arrastre
- Considera la fuerza de arrastre (drag force) en la misma forma que la empleada por Lane.
- Incluye en el análisis la fuerza ascensional sobre la partícula (lift force) con magnitud proporcional a la fuerza de arrastre y dirección perpendicular a la misma.
- No justifica la relación supuesta entre las fuerzas y los brazos:  $\frac{F_L}{F_d} \cdot \frac{e_4}{e_3} = \frac{M}{N} \approx 1$
- Se supone, para todos los cálculos, que la dirección del flujo es sensiblemente horizontal, es decir  $\lambda \approx 0$



**5.2.2.6.- Método del Servicio Geológico de Estados Unidos (U.S. Geological Survey, 1981)****i) Criterio de cálculo:**

- Tamaño de escollera función de la velocidad
- Fórmula experimental a partir de datos de campo

**ii) Parámetros que utiliza:**

- Velocidad media del flujo en la sección ( $V_a$ )

**iii) Resultados que obtiene:**

- Resultado directo: Diámetro medio de la piedra ( $D_{50}$ )

**iv) Formulación:**

$$D_{50} = 0,01.V_a^{2,44}$$

**v) Limitaciones y observaciones:**

- Ecuación empírica obtenida a partir de una serie de datos de campo.
- Ecuación muy simple, en la que el tamaño final de la piedra solamente depende de la velocidad de la corriente. No tiene en cuenta otros factores como calado, inclinación de taludes, etc.

**5.2.2.7.- Método de la Hydrologic Engineering Circular nº 11 (HEC-11, Versión de 1989)****i) Criterio de cálculo:**

- Basado en la teoría de la fuerza tractiva, aunque la velocidad figura como parámetro en la fórmula de cálculo

**ii) Parámetros que utiliza:**

- Velocidad media del flujo ( $V_a$ )
- Calado medio ( $d_{avg}$ )
- Parámetro de inclinación del talud ( $K_I$ )

**iii) Resultados que obtiene:**

- Resultado directo: Tamaño de la piedra ( $D_{50}$ )
- Resultado indirecto: Coeficiente de Seguridad ( $SF$ )

**iv) Formulación:**

$$D_{50} = \frac{0,001.V_a^3}{(d_{avg}^{0,5}.K_I^{1,5})}$$

**v) Limitaciones y observaciones:**

- La ecuación anterior es válida para un valor del peso específico de la escollera de  $G_s = 2,65 \text{ Tn/m}^3$  y un factor de seguridad  $S_F = 1'20$
- Para valores diferentes de estos parámetros, se debe aplicar la siguiente relación:

$$D_{50}^l = C_{sg}.C_{sf}.D_{50} \quad \text{con:}$$

$$C_{sg} = \frac{2,12}{(G_s - 1)^{1,5}} \quad \text{y} \quad C_{sf} = \left( \frac{S_F}{1,20} \right)^{1,5}$$

- La validez del método se limita a condiciones de flujo uniforme o gradualmente variado en canales rectos o medianamente curvados, con secciones transversales relativamente uniformes.

**5.2.2.8.- Método de Pilarczyk (1990)****i) Criterio de cálculo:**

- Tamaño de escollera en función de la velocidad
- Fórmula experimental para protecciones de escollera, bloques de hormigón, gaviones, etc.

**ii) Parámetros que utiliza:**

- Densidad relativa de la piedra ( $\Delta$ )
- Calado del flujo y tamaño inicial estimado de la piedra: implícitos ambos en el Factor de profundidad ( $K_h$ )
- Turbulencia (parámetro  $K_T$ )
- Velocidad media local ( $U_d$ )
- Talud, ángulo de rozamiento interno de la piedra y pendiente longitudinal tramo: implícitos todos ellos en el Factor de talud ( $K_S$ )

**iii) Resultados que obtiene:**

- Resultado directo : Tamaño característico de la piedra ( $D_{50}$ ), obtenido éste mediante un proceso de cálculo iterativo

**iv) Formulación:**

$$D = \frac{\Phi}{\Delta} \frac{0,035}{\psi_{cr}} K_T K_h K_S^{-1} \frac{U_d^2}{2g}$$

**v) Limitaciones y observaciones:**

- Incluye varios coeficientes empíricos derivados de pruebas realizadas con prototipos.
- Requiere una estimación inicial del tamaño de la piedra. A partir de ésta, y mediante un proceso iterativo, se obtiene el tamaño definitivo de la misma.

**5.2.2.9.- Método de Escameia y May (1992)****i) Criterio de cálculo:**

- Tensión tractiva, aunque el parámetro que aparece en la fórmula es la velocidad (Variante de la fórmula de Isbash)
- Fórmula experimental desarrollada en laboratorio

**ii) Parámetros que utiliza:**

- Velocidad a una distancia del fondo equivalente al 10 % de la profundidad del flujo ( $U_b$ )
- Peso específico de la piedra ( $G_s$ )
- Coeficiente que cuantifica la intensidad de la turbulencia ( $C$ )

**iii) Resultados que obtiene:**

- Diámetro medio de la piedra ( $D_{50}$ )

**iv) Formulación:**

$$D_{50} = C \left( \frac{U_b^2}{2 \cdot g \cdot (G_s - 1)} \right)$$

**i) Limitaciones y observaciones:**

- Variante de la ecuación de Isbash, desarrollada a partir de resultados obtenidos en test de laboratorio.
- Tiene en cuenta el fenómeno de la turbulencia de una manera cuantificable.
- No tiene en cuenta ni la inclinación del talud ni el calado del flujo.
- Fórmula simple en la que el tamaño final de la piedra depende solamente de la velocidad de la corriente, de la densidad de la piedra y de un coeficiente  $C$  que cuantifica la intensidad de la turbulencia.
- En los cálculos realizados se han supuesto dos valores del factor de intensidad de turbulencia,  $TI$ , obteniéndose otros tantos del coeficiente  $C$ :

$$TI (1): TI = 0,12; C = 12,3 \quad TI = 0,20 = 1,28$$

$$TI (2): TI = 0,20; C = 12,3 \quad TI = 0,20 = 2,26$$

**5.2.2.10.- Método del U.S. Army Corps of Engineers (versión de 1994)****i) Criterio de cálculo:**

- Formulaciones basadas en relaciones de velocidad crítica y calado
- Basado en datos obtenidos a partir de experimentos de laboratorio (Maynard, 1988)

**ii) Parámetros que utiliza:**

- Coeficiente de Seguridad ( $SF$ )
- Coeficiente de estabilidad ( $C_S$ )
- Coeficiente de distribución vertical de velocidad ( $C_V$ )
- Coeficiente de espesor ( $C_T$ )
- Velocidad media local ( $V$ )
- Calado en el punto donde se ha medido la velocidad ( $d$ )
- Pesos específicos de la piedra y del agua.
- Factor de corrección de la inclinación del talud ( $K_I$ )

**iii) Resultados que obtiene:**

- Resultado directo: Tamaño de la piedra ( $D_{30}$ )

**iv) Formulación:**

$$D_{30} = S_F \cdot C_S \cdot C_V \cdot C_T \cdot d \cdot \left[ \left( \frac{\gamma_W}{\gamma_S - \gamma_W} \right)^{1/2} \cdot \frac{v}{\sqrt{(K_1 \cdot g \cdot d)}} \right]^{2,5}$$

**v) Limitaciones y observaciones:**

- Ecuación válida en zonas con flujos de baja turbulencia y taludes  $1'5H/1V$  ó más tendidos.
- Ecuación limitada a cauces con pendientes longitudinales iguales o inferiores al 2%.
- Para cauces con pendientes longitudinales comprendidas entre el 2 y el 20% se usa la ecuación siguiente:

$$D_{30} = \frac{1,95 \cdot S^{0,555} \cdot q^{2/3}}{g^{1/3}} \quad (S: \text{pendiente del lecho}; q: \text{caudal unitario})$$

Como relación entre los diámetros  $D_{30}$  y  $D_{50}$  se puede utilizar la siguiente:

$$D_{50} = D_{30} \cdot \left[ \frac{D_{85}}{D_{15}} \right]^{1/3}$$

#### vi) Cálculos realizados:

El cálculo del tamaño de la piedra ( $D_{30}$  y  $D_{50}$ ) se realiza para dos valores diferentes del Factor de corrección de la inclinación del talud ( $K_1$ ), siendo estos:

$K_1 (1)$  : valor de  $K_1$  recomendado en la lámina nº 4.4

$K_1 (2)$ : valor calculado según la expresión  $K_1 = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \phi}}$

### 5.3.- Agrupación de los métodos de acuerdo a criterios de cálculo similares

Con el objeto de poder realizar una posterior comparación de resultados, es decir de tamaños de piedra obtenidos mediante la aplicación de los diferentes métodos, más homogénea, se realiza previamente una división en grupos de los métodos aplicados en función de los parámetros de cálculo empleados por cada uno de ellos. De acuerdo con esto, la clasificación que se propone es la siguiente:

- I) **Grupo A:** Métodos en los que el tamaño de la piedra depende únicamente de *un parámetro* : *velocidad de la corriente*. Alguno de los métodos incluidos en este grupo incorpora también un parámetro que cuantifica el efecto de la turbulencia sobre el tamaño de la piedra.

Los métodos incluidos en este grupo son los siguientes:

- Método del U.S. Bureau of Reclamation (1958)
- Método del U.S. Geological Survey (1981)
- Método de Isbash (1936)
- Método de Escarameia y May (1992)

- II) **Grupo B:** Métodos en los que el tamaño de la piedra depende de *dos parámetros*:

- *velocidad de la corriente*
- *inclinación de los taludes del canal*

Los métodos incluidos en este grupo son los siguientes:

- Método de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) (1975)
- Método del Departamento de Transportes de California (1970)

- III) **Grupo C:** Métodos en los que el tamaño de la piedra depende de *tres parámetros*:

- *velocidad de la corriente*
- *inclinación de los taludes del cauce*
- *calado o profundidad del flujo*

Además en tres de los cuatro métodos incluidos en este grupo, se puede obtener el valor del Coeficiente de Seguridad.

Los métodos incluidos en este grupo son los siguientes:

- Método del Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers – versión de 1994)
- Método expuesto en la Hydraulic Engineering Circular nº 11 (HEC-11) (1989)
- Método de Pilarczyk (1990)
- Método de Simons y Senturk (1977)



## 5.4.- Comparación de los resultados obtenidos

### 5.4.1.- Grupo A

Los métodos incluidos dentro de este grupo son:

- Método del U.S. Bureau of Reclamation
- Método del U.S. Geological Survey
- Método de Isbash
- Método de Escameia y May

Las características comunes de estos son las siguientes:

- El tamaño de la piedra obtenido depende únicamente de la velocidad de la corriente.
- No influye el talud del canal ni el calado del flujo
- Se consideran los métodos más simples

Al realizar la comparación de los resultados obtenidos por los diferentes métodos se ha tenido en cuenta el efecto de la turbulencia de la corriente en los métodos que lo contemplan. Así, este efecto se ha podido cuantificar mediante los siguientes coeficientes:

- Coeficiente de turbulencia ( $C$ ) en el método de Isbash
- Coeficiente de Intensidad de Turbulencia ( $C$ ) en el método de Escameia y May
- No contemplado en el resto de métodos

Al ser éste un grupo de metodologías en las que el tamaño final de la escollera depende solamente de la velocidad del flujo, todas las formulaciones se pueden escribir de manera simple en función de este único parámetro, quedando de la siguiente forma:

- **U.S.B.R.:**

$$D_{50} = 0,0122V^{2,06}$$

- **U.S.G.S.:**

$$D_{50} = 0,01V^{2,44}$$

- **ISBASH:**

*Baja Turbulencia ( $C = 1,20$ )*

$$D_{50} = 0,0065V^2$$

*Alta Turbulencia ( $C = 0,86$ )*

$$D_{50} = 0,0127V^2$$

- **ESCARAMEIA Y MAY**

*Nivel de turbulencia bajo ( $TI (1) = 0,12$ ;  $C = 1,28$ )*

$$D_{50} = 0,00896V^2$$

*Nivel de turbulencia más alto ( $TI (2) = 0,20$ ;  $C = 2,26$ )*

$$D_{50} = 0,01178V^2$$

De los resultados obtenidos por aplicación de estos métodos se pueden extraer las siguientes conclusiones y observaciones:

- El método que obtiene mayor tamaño de escollera, y por tanto el que supone un diseño más conservador, es el del U.S.G.S.
- El método que obtiene menor tamaño de escollera, y por tanto el menos conservador es el de ISBASH, para la hipótesis de Baja Turbulencia.
- Los incrementos de tamaño de escollera obtenidos con el método U.S.G.S. respecto al de ISBASH (B.T.) están comprendidos entre el 200,00 %, para un valor de la velocidad de 1,00 m/sg, y el 379,41 %, para un valor de 4,00 m /sg.
- El resto de métodos e hipótesis ofrecen unos resultados intermedios entre éstos. Así, el incremento de tamaño de escollera con respecto al menor varía entre un 50,00 % y un 100,00 % para un valor de la velocidad de 1,00 m/seg y entre un 38,24 % y un 120,59 % para una velocidad de 4,00 m/sg. Se puede observar que el incremento de tamaño en % es independiente de la velocidad en los métodos en los que ésta tiene el mismo exponente que en el método con respecto al cuál se compara.
- En cuánto al incremento de tamaño de escollera en relación con el aumento de la velocidad de la corriente, es de nuevo el método del U.S.G.S. el más sensible a

dicho efecto (cómo era de esperar debido al exponente con el que va afectada la velocidad en la fórmula), con una variación máxima del 2616,67 % entre el tamaño correspondiente a las velocidades límites consideradas de 1,00 y 4,00 m/sg.

Si se analiza el incremento de tamaño en relación con el valor inmediatamente inferior de la velocidad, es el método de Isbash (B.T.) el que presenta un valor máximo de 350,00 % para un incremento de la velocidad de 2,00 a 3,00 m/sg.

- Los métodos de Isbash y Escameia y May obtienen una variación porcentual del tamaño de escollera respecto al incremento de velocidad de la corriente muy parecida, comprendida ésta entre el 275,00 % y el 1600,00 % si se compara con el valor inferior de velocidad considerado, 1,00 m/sg, y entre 76,32 % y el mencionado 350,00 % si se compara con el valor inmediatamente inferior de ésta.

#### **5.4.1.1.- Tablas comparativas**

## GRUPO A

MÉTODOS: U.S. BUREAU OF RECLAMATION, U.S.GEOLOGICAL SURVEY, ISBASH, ESCARAMEIA Y MAY

Velocidad (Va)		METODO/ D50 (m)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	0.04	0.06	0.02	0.04	0.03	0.04
2.00	6.56	0.18	0.30	0.09	0.17	0.12	0.15
3.00	9.84	0.41	0.81	0.19	0.38	0.26	0.35
4.00	13.12	0.75	1.63	0.34	0.67	0.47	0.62

**GRUPO A**  
**MÉTODOS: U.S. BUREAU OF RECLAMATION, U.S.GEOLOGICAL SURVEY, ISBASH, ESCARAMEIA Y MAY**

**I) Resultados obtenidos**

Velocidad (Va)		METODO/ D50 (m)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	0.04	0.06	0.02	0.04	0.03	0.04
2.00	6.56	0.18	0.30	0.09	0.17	0.12	0.15
3.00	9.84	0.41	0.81	0.19	0.38	0.26	0.35
4.00	13.12	0.75	1.63	0.34	0.67	0.47	0.62

**II) Incremento de tamaño (m) respecto al método que obtiene los valores mínimos (Isbash B.T.)**

Velocidad (Va)		METODO/ VARIACIÓN D50 (m)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	0.02	0.04	0.00	0.02	0.01	0.02
2.00	6.56	0.09	0.21	0.00	0.08	0.03	0.06
3.00	9.84	0.22	0.62	0.00	0.19	0.07	0.16
4.00	13.12	0.41	1.29	0.00	0.33	0.13	0.28

**III) Incremento de tamaño (%) respecto al método que obtiene los valores mínimos (Isbash B.T.)**

Velocidad (Va)		METODO/ VARIACIÓN D50 (%)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	100.00%	200.00%	0.00%	100.00%	50.00%	100.00%
2.00	6.56	100.00%	233.33%	0.00%	88.89%	33.33%	66.67%
3.00	9.84	115.79%	326.32%	0.00%	100.00%	36.84%	84.21%
4.00	13.12	120.59%	379.41%	0.00%	97.06%	38.24%	82.35%

**GRUPO A**  
**MÉTODOS: U.S. BUREAU OF RECLAMATION, U.S.GEOLOGICAL SURVEY, ISBASH, ESCARAMEIA Y MAY**

**I) Resultados obtenidos**

Velocidad (Va)		METODO/ D50 (m)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	0.04	0.06	0.02	0.04	0.03	0.04
2.00	6.56	0.18	0.30	0.09	0.17	0.12	0.15
3.00	9.84	0.41	0.81	0.19	0.38	0.26	0.35
4.00	13.12	0.75	1.63	0.34	0.67	0.47	0.62

**II) Disminución de tamaño (m) respecto al método que obtiene los valores máximos (U.S.G.S.)**

Velocidad (Va)		METODO/ VARIACIÓN D50 (m)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	-0.02	0.00	-0.04	-0.02	-0.03	-0.02
2.00	6.56	-0.12	0.00	-0.21	-0.13	-0.18	-0.15
3.00	9.84	-0.40	0.00	-0.62	-0.43	-0.55	-0.46
4.00	13.12	-0.88	0.00	-1.29	-0.96	-1.16	-1.01

**III) Disminución de tamaño (%) respecto al método que obtiene los valores máximos (U.S.G.S.)**

Velocidad (Va)		METODO/ VARIACIÓN D50 (%)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	-33.33%	0.00%	-66.67%	-33.33%	-50.00%	-33.33%
2.00	6.56	-40.00%	0.00%	-70.00%	-43.33%	-60.00%	-50.00%
3.00	9.84	-49.38%	0.00%	-76.54%	-53.09%	-67.90%	-56.79%
4.00	13.12	-53.99%	0.00%	-79.14%	-58.90%	-71.17%	-61.96%

**GRUPO A**  
**MÉTODOS: U.S. BUREAU OF RECLAMATION, U.S.GEOLOGICAL SURVEY, ISBASH, ESCARAMEIA Y MAY**

**I) Resultados obtenidos**

Velocidad (Va)		METODO/ D50 (m)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	0.04	0.06	0.02	0.04	0.03	0.04
2.00	6.56	0.18	0.30	0.09	0.17	0.12	0.15
3.00	9.84	0.41	0.81	0.19	0.38	0.26	0.35
4.00	13.12	0.75	1.63	0.34	0.67	0.47	0.62

**II) Incremento de tamaño de escollera (m) en función del aumento de velocidad de la corriente**  
**II-a) Variación respecto al valor mínimo de la velocidad**

Velocidad (Va)		METODO/ VARIACIÓN D50 (m)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	6.56	0.14	0.24	0.07	0.13	0.09	0.11
3.00	9.84	0.37	0.75	0.17	0.34	0.23	0.31
4.00	13.12	0.71	1.57	0.32	0.63	0.44	0.58

**III) Incremento de tamaño de escollera (%) en función del aumento de velocidad de la corriente**  
**III-a) Variación respecto al valor mínimo de la velocidad**

Velocidad (Va)		METODO/ VARIACIÓN D50 (%)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
2.00	6.56	350.00%	400.00%	350.00%	325.00%	300.00%	275.00%
3.00	9.84	925.00%	1250.00%	850.00%	850.00%	766.67%	775.00%
4.00	13.12	1775.00%	2616.67%	1600.00%	1575.00%	1466.67%	1450.00%



**GRUPO A**  
**MÉTODOS: U.S. BUREAU OF RECLAMATION, U.S.GEOLOGICAL SURVEY, ISBASH, ESCARAMEIA Y MAY**

**I) Resultados obtenidos**

Velocidad (Va)		METODO/ D50 (m)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	0.04	0.06	0.02	0.04	0.03	0.04
2.00	6.56	0.18	0.30	0.09	0.17	0.12	0.15
3.00	9.84	0.41	0.81	0.19	0.38	0.26	0.35
4.00	13.12	0.75	1.63	0.34	0.67	0.47	0.62

**II) Incremento de tamaño de escollera (m) en función del aumento de velocidad de la corriente**  
**II-a) Variación respecto al valor inmediatamente inferior de la velocidad**

Velocidad (Va)		METODO/ VARIACIÓN D50 (m)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	6.56	0.14	0.24	0.07	0.13	0.09	0.11
3.00	9.84	0.23	0.51	0.10	0.21	0.14	0.20
4.00	13.12	0.34	0.82	0.15	0.29	0.21	0.27

**III) Incremento de tamaño de escollera (%) en función del aumento de velocidad de la corriente**  
**III-a) Variación respecto al valor inmediatamente inferior de la velocidad**

Velocidad (Va)		METODO/ VARIACIÓN D50 (%)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
2.00	6.56	350.00%	400.00%	350.00%	325.00%	300.00%	275.00%
3.00	9.84	127.78%	170.00%	111.11%	123.53%	116.67%	133.33%
4.00	13.12	82.93%	101.23%	78.95%	76.32%	80.77%	77.14%

**GRUPO A**  
**MÉTODOS: U.S. BUREAU OF RECLAMATION, U.S.GEOLOGICAL SURVEY, ISBASH, ESCARAMEIA Y MAY**

**I) Resultados obtenidos**

Velocidad (Va)		METODO/ D50 (m)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	0.04	0.06	0.02	0.04	0.03	0.04
2.00	6.56	0.18	0.30	0.09	0.17	0.12	0.15
3.00	9.84	0.41	0.81	0.19	0.38	0.26	0.35
4.00	13.12	0.75	1.63	0.34	0.67	0.47	0.62

**II) Disminución de tamaño de escollera (m) en función de la disminución de velocidad de la corriente**  
**II-a) Variación respecto al valor máximo de la velocidad**

Velocidad (Va)		METODO/ VARIACIÓN D50 (m)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	-0.71	-1.57	-0.32	-0.63	-0.44	-0.58
2.00	6.56	-0.57	-1.33	-0.25	-0.50	-0.35	-0.47
3.00	9.84	-0.34	-0.82	-0.15	-0.29	-0.21	-0.27
4.00	13.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**III) Incremento de tamaño de escollera (%) en función del aumento de velocidad de la corriente**  
**III-a) Variación respecto al valor máximo de la velocidad**

Velocidad (Va)		METODO/ VARIACIÓN D50 (%)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	6.56	-94.67%	-96.32%	-94.12%	-94.03%	-93.62%	-93.55%
2.00	9.84	-76.00%	-81.60%	-73.53%	-74.63%	-74.47%	-75.81%
3.00	13.12	-45.33%	-50.31%	-44.12%	-43.28%	-44.68%	-43.55%
4.00	16.40	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

GRUPO A

MÉTODOS: U.S. BUREAU OF RECLAMATION, U.S.GEOLOGICAL SURVEY, ISBASH, ESCARAMEIA Y MAY

I) Resultados obtenidos

Velocidad (Va)		METODO/ D50 (m)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	0.04	0.06	0.02	0.04	0.03	0.04
2.00	6.56	0.18	0.30	0.09	0.17	0.12	0.15
3.00	9.84	0.41	0.81	0.19	0.38	0.26	0.35
4.00	13.12	0.75	1.63	0.34	0.67	0.47	0.62

II) Disminución de tamaño de escollera (m) en función de la disminución de velocidad de la corriente  
II-a) Variación respecto al valor inmediatamente superior de la velocidad

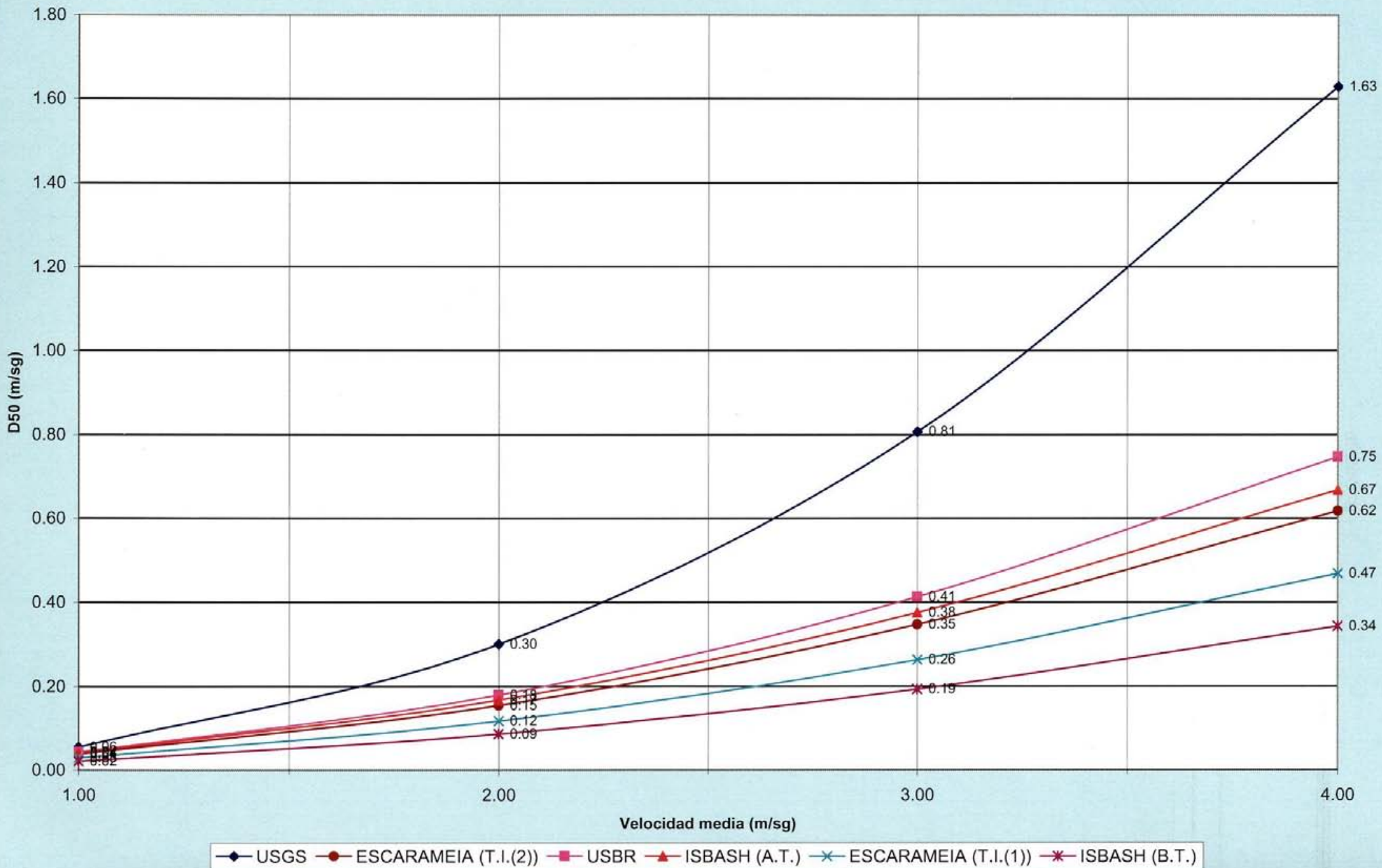
Velocidad (Va)		METODO/ VARIACIÓN D50 (m)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	3.28	-0.14	-0.24	-0.07	-0.13	-0.09	-0.11
2.00	6.56	-0.23	-0.51	-0.10	-0.21	-0.14	-0.20
3.00	9.84	-0.34	-0.82	-0.15	-0.29	-0.21	-0.27
4.00	13.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

III) Incremento de tamaño de escollera (%) en función del aumento de velocidad de la corriente  
III-a) Variación respecto al valor inmediatamente superior de la velocidad

Velocidad (Va)		METODO/ VARIACIÓN D50 (%)					
(m/sg)	(ft/sec)	USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
				Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.00	6.56	-77.78%	-80.00%	-77.78%	-76.47%	-75.00%	-73.33%
2.00	9.84	-56.10%	-62.96%	-52.63%	-55.26%	-53.85%	-57.14%
3.00	13.12	-45.33%	-50.31%	-44.12%	-43.28%	-44.68%	-43.55%
4.00	16.40	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

#### **5.4.1.2.- Representación gráfica**

**GRUPO A**  
**METODOS: USBR,USGS,ISBASH, ESCARAMEIA**  
**Talud: cualquiera Calado: cualquiera**



### 5.4.2.- Grupo B

Los métodos incluidos dentro de este grupo son:

- Método de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE)
- Método del Departamento de Transportes de California (Bank and Shore Protection Manual)

Las características comunes de estos son las siguientes:

- Utilizan una formulación muy parecida
- El resultado directo que se obtiene por la aplicación de ambas formulaciones es el peso de la piedra
- El resultado final obtenido en ambos casos (tamaño de la piedra a partir del peso de la misma) es función de la velocidad de la corriente y de la inclinación de los taludes del canal.

Al realizar la comparación de los resultados obtenidos por los dos métodos, se han tenido en cuenta los siguientes efectos o particularidades:

- El valor del coeficiente  $\rho$  en el método del Departamento de Transportes de California se ha tomado constante e igual a  $70^\circ$ .
- Los diferentes tipos de velocidad: velocidad media, velocidad para flujo incidente y velocidad para flujo tangencial, propios del método del Departamento de Transportes de California, se han aplicado también al método del ASCE.

Cómo en este grupo de metodologías el tamaño final de la escollera depende únicamente de la velocidad del flujo y de la inclinación de los taludes, ambas formulaciones se pueden escribir también, a efectos comparativos, de manera más simple en función de estos dos parámetros, tomando un valor del peso específico de la escollera de  $2,65 \text{ Tn/ m}^3$ , quedando de la siguiente forma:

- **ASCE:**

$$W_{50} = \frac{0.000024V^6}{\cos^3 \theta}$$

- **CALIFORNIA B & S.P.:**

$$W_{33} = 0.000012V^6 \cos ec^3(\rho - \theta)$$

Estas expresiones se pueden poner también en función del diámetro medio  $D_{50}$  de la piedra, a partir de las siguientes relaciones:

$$D_{50} = \left[ \frac{6W_{50}}{\pi\gamma_s} \right]^{1/3}$$

$$D_{33} = \left[ \frac{6W_{33}}{\pi\gamma_s} \right]^{1/3}$$

$$D_{50} = 1.219D_{33}$$

Sustituyendo éstas en las ecuaciones anteriores y simplificando, se obtienen las expresiones del tamaño medio de escollera en ambos métodos:

- **ASCE:**

$$D_{50} = \frac{2.59 \cdot 10^{-3} V^3}{\cos \theta}$$

- **CALIFORNIA B & S.P.:**

$$D_{50} = \frac{2.50 \cdot 10^{-3}}{\cos(\theta + 20^\circ)}$$

De los resultados obtenidos por aplicación de estos métodos se pueden extraer las siguientes conclusiones y observaciones:

- El método que obtiene mayor tamaño de escollera, y por tanto el que supone un diseño más conservador es el del California Bank & S.P.
- El incremento de tamaño de escollera que se obtiene por el método California B&SP en relación con el método ASCE es prácticamente igual en el caso de las velocidades más bajas (1,00-2,00 m/sg) y disminuye a medida que el talud es más tendido para las velocidades más altas (3,00-4,00 m/sg), variando en este

último caso entre un máximo del 34,78 % para un talud 1,50/1 y velocidad 3,00 m/sg y un mínimo del 16,67 % para un talud 3,00/1 y velocidad 4,00 m/sg.

- En cuánto al incremento de tamaño de escollera en relación con el aumento de la velocidad de la corriente, ambos métodos presentan una sensibilidad muy parecida. Si se compara el incremento respecto al valor mínimo de velocidad (1,00 m/sg), la máxima variación es de un 1800,00 % para el método ASCE, talud 2,00/1 y velocidad 4,00 m/sg.  
Si se analiza ahora el incremento de tamaño respecto al valor inmediatamente inferior de la velocidad, el método ASCE presenta un máximo del 400,00 % para un salto de velocidad de 1,00 a 2,00 m/sg y talud 2,00/1 y un mínimo del 72,73 % para un paso de velocidad de 3,00 a 4,00 m/sg e idéntico valor del talud. En el método de California B&SP el máximo es de un 366,67 %, salto de velocidad de 1,00 a 2,00 m/sg y talud 2,00/1 y el mínimo del 75,00 %, salto de velocidad de 3,00 a 4,00 m/sg y talud 3,00/1.
- Analizando la variación del tamaño de escollera en función del talud, para una velocidad constante, se puede observar que el máximo decremento porcentual de tamaño (-25,00 %), para una variación del talud comprendida entre 1,50/1 y 3,00/1, se obtiene con el método California B&SP para un valor de la velocidad de 4,00 m/sg. El mínimo decremento porcentual (-10,00%) corresponde al método ASCE para un valor de la velocidad de 2,00 m/sg. Conviene resaltar que para el caso de la mínima velocidad considerada (1,00 m/sg) el método de California Bank & S.P no está influido por la variación del talud.
- En cuánto a la variación del tamaño de escollera respecto al valor del talud inmediatamente inferior de los considerados, el método del ASCE presenta una disminución máxima del 33,33 % (cifra que se puede considerar muy puntual) para un valor de la velocidad de 1,00 m/sg y un paso de talud de 1,50/1 a 2,00/1. El método de California Bank & S.P., más sensible a la variación del talud, presenta un máximo del 14,29 % para valores de la velocidad de 2,00 y 4,00 m/sg y paso de talud de 1,50/1 a 2,00/1.
- Si se analiza ahora la variación del tamaño de escollera obtenido con cada uno de los métodos en función del tipo de velocidad utilizado: velocidad media, flujo incidente y flujo tangencial, se pueden extraer las siguientes conclusiones:
  - **California B&SP:** el máximo incremento porcentual para flujo incidente respecto a velocidad media (100,00 %) se produce para el caso de talud 1,50/1 y velocidad mínima (1,00 m/sg); y el máximo decremento porcentual



para flujo tangencial en relación con velocidad media (-66,67 %) se produce para los taludes 2,00/1, 2,50/1 y 3,00/1 y velocidad mínima. No existe una relación clara entre el talud y estas variaciones. Sin embargo para un talud fijo, la máxima variación suele producirse para los valores de velocidad más bajos.

- **ASCE:** en este caso el máximo incremento para flujo incidente respecto a velocidad media (100,00 %) se produce para los taludes 2,00/1, 2,50/1 y 3,00/1 y valor mínimo de velocidad (1,00 m/sg). En cuanto al flujo tangencial, el máximo decremento porcentual en relación con la velocidad media es de un 66,67 % y se produce para un talud 1,50/1 y velocidad de 1,00 m/sg. El intervalo de variación en este caso está comprendido entre el 50,00 y el 66,67%, siendo estas variaciones muy similares para todos los valores considerados de velocidad y talud.

#### **5.4.2.1.- Comparación de los resultados obtenidos**

## **I) Resultados generales**

**GRUPO B**  
**MÉTODOS: ASCE, CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION**

*I-1) Resultados obtenidos*

TALUD	Velocidad V (m/sg)			MÉTODO / D50 (m)					
	Media	Flujo incidente	Flujo tangencial	ASCE			CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION ( $\rho=70^\circ$ )		
				V media	Flujo incidente	Flujo tangencial	V media	Flujo incidente	Flujo tangencial
1.50/1	1.00	1.33	0.67	0.03	0.05	0.01	0.03	0.06	0.02
	2.00	2.67	1.33	0.10	0.18	0.05	0.14	0.25	0.06
	3.00	4.00	2.00	0.23	0.41	0.10	0.31	0.56	0.14
	4.00	5.33	2.67	0.41	0.73	0.18	0.56	0.99	0.25
2.00/1	1.00	1.33	0.67	0.02	0.04	0.01	0.03	0.05	0.01
	2.00	2.67	1.33	0.10	0.17	0.04	0.12	0.21	0.05
	3.00	4.00	2.00	0.22	0.38	0.10	0.27	0.48	0.12
	4.00	5.33	2.67	0.38	0.68	0.17	0.48	0.85	0.21
2.50/1	1.00	1.33	0.67	0.02	0.04	0.01	0.03	0.05	0.01
	2.00	2.67	1.33	0.09	0.16	0.04	0.11	0.20	0.05
	3.00	4.00	2.00	0.21	0.37	0.09	0.25	0.44	0.11
	4.00	5.33	2.67	0.37	0.66	0.16	0.44	0.78	0.20
3.00/1	1.00	1.33	0.67	0.02	0.04	0.01	0.03	0.05	0.01
	2.00	2.67	1.33	0.09	0.16	0.04	0.11	0.19	0.05
	3.00	4.00	2.00	0.20	0.36	0.09	0.24	0.42	0.11
	4.00	5.33	2.67	0.36	0.64	0.16	0.42	0.75	0.19

GRUPO B: COMPARACIÓN DE RESULTADOS

MÉTODOS: ASCE, CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION

1.2) Resultados obtenidos

TALUD	Observaciones	Velocidad (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)	
			ASCE	CALIF. B & S.P. ( $\rho = 70^{\circ}$ )
1.50/1	V tangencial	0.67	0.01	0.02
	V media	1.00	0.03	0.03
	V tangencial	1.33	0.05	0.06
	V media, V tangencial	2.00	0.10	0.14
	V incidente, V tangencial	2.67	0.18	0.25
	V media	3.00	0.23	0.31
	V media, V incidente	4.00	0.41	0.56
	V incidente	5.33	0.73	0.99
2.00/1	V tangencial	0.67	0.01	0.01
	V media	1.00	0.02	0.03
	V tangencial	1.33	0.04	0.05
	V media, V tangencial	2.00	0.10	0.12
	V incidente, V tangencial	2.67	0.17	0.21
	V media	3.00	0.22	0.27
	V media, V incidente	4.00	0.38	0.48
	V incidente	5.33	0.68	0.85
2.50/1	V tangencial	0.67	0.01	0.01
	V media	1.00	0.02	0.03
	V tangencial	1.33	0.04	0.05
	V media, V tangencial	2.00	0.09	0.11
	V incidente, V tangencial	2.67	0.16	0.20
	V media	3.00	0.21	0.25
	V media, V incidente	4.00	0.37	0.44
	V incidente	5.33	0.66	0.78
3.00/1	V tangencial	0.67	0.01	0.01
	V media	1.00	0.02	0.03
	V tangencial	1.33	0.04	0.05
	V media, V tangencial	2.00	0.09	0.11
	V incidente, V tangencial	2.67	0.16	0.19
	V media	3.00	0.20	0.24
	V media, V incidente	4.00	0.36	0.42
	V incidente	5.33	0.64	0.75

## **II) Resultados obtenidos fijando el parámetro ‘talud’**

**GRUPO B****MÉTODOS: ASCE, CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION*****II) Resultados obtenidos fijando el parámetro "talud"***

TALUD	Velocidad	MÉTODO / D50 (m)	
	media (m/sg)	ASCE	BANK AND SHORE PROTECTION
1.50/1	1.00	0.03	0.03
	2.00	0.10	0.14
	3.00	0.23	0.31
	4.00	0.41	0.56
2.00/1	1.00	0.02	0.03
	2.00	0.10	0.12
	3.00	0.22	0.27
	4.00	0.38	0.48
2.50/1	1.00	0.02	0.03
	2.00	0.09	0.11
	3.00	0.21	0.25
	4.00	0.37	0.44
3.00/1	1.00	0.02	0.03
	2.00	0.09	0.11
	3.00	0.20	0.24
	4.00	0.36	0.42

**GRUPO B****MÉTODOS: ASCE, CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION*****II.1) Incremento del tamaño de escollera considerando velocidad media respecto al método ASCE***

TALUD	Velocidad  media (m/sg)	MÉTODO / VARIACIÓN D50			
		ASCE		BANK AND SHORE PROTECTION	
		(m)	(%)	(m)	(%)
1.50/1	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00%
	2.00	0.00	0.00	0.04	40.00%
	3.00	0.00	0.00	0.08	34.78%
	4.00	0.00	0.00	0.15	36.59%
2.00/1	1.00	0.00	0.00	0.01	50.00%
	2.00	0.00	0.00	0.02	20.00%
	3.00	0.00	0.00	0.05	22.73%
	4.00	0.00	0.00	0.10	26.32%
2.50/1	1.00	0.00	0.00	0.01	50.00%
	2.00	0.00	0.00	0.02	22.22%
	3.00	0.00	0.00	0.04	19.05%
	4.00	0.00	0.00	0.07	18.92%
3.00/1	1.00	0.00	0.00	0.01	50.00%
	2.00	0.00	0.00	0.02	22.22%
	3.00	0.00	0.00	0.04	20.00%
	4.00	0.00	0.00	0.06	16.67%



**GRUPO B****MÉTODOS: ASCE, CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION*****II.2) Incremento del tamaño de escollera en función del aumento de velocidad de la corriente******a) Variación respecto al valor mínimo de la velocidad***

TALUD	Velocidad  media (m/sg)	MÉTODO / VARIACIÓN D50			
		ASCE		BANK AND SHORE PROTECTION	
		(m)	(%)	(m)	(%)
1.50/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.07	233.33%	0.11	366.67%
	3.00	0.20	666.67%	0.28	933.33%
	4.00	0.38	1266.67%	0.53	1766.67%
2.00/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.08	400.00%	0.09	300.00%
	3.00	0.20	1000.00%	0.24	800.00%
	4.00	0.36	1800.00%	0.45	1500.00%
2.50/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.07	350.00%	0.08	266.67%
	3.00	0.19	950.00%	0.22	733.33%
	4.00	0.35	1750.00%	0.41	1366.67%
3.00/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.07	350.00%	0.08	266.67%
	3.00	0.18	900.00%	0.21	700.00%
	4.00	0.34	1700.00%	0.39	1300.00%

**GRUPO B****MÉTODOS: ASCE, CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION*****II.2) Incremento del tamaño de escollera en función del aumento de velocidad de la corriente******b) Variación respecto al valor inmediatamente inferior de la velocidad***

TALUD	Velocidad  media (m/sg)	MÉTODO / VARIACIÓN D50			
		ASCE		BANK AND SHORE PROTECTION	
		(m)	(%)	(m)	(%)
1.50/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.07	233.33%	0.11	366.67%
	3.00	0.13	130.00%	0.17	121.43%
	4.00	0.18	78.26%	0.25	80.65%
2.00/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.08	400.00%	0.09	300.00%
	3.00	0.12	120.00%	0.15	125.00%
	4.00	0.16	72.73%	0.21	77.78%
2.50/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.07	350.00%	0.08	266.67%
	3.00	0.12	133.33%	0.14	127.27%
	4.00	0.16	76.19%	0.19	76.00%
3.00/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.07	350.00%	0.08	266.67%
	3.00	0.11	122.22%	0.13	118.18%
	4.00	0.16	80.00%	0.18	75.00%

**GRUPO B****MÉTODOS: ASCE, CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION*****II.3) Disminución del tamaño de escollera en función de la disminución de velocidad de la corriente******a) Variación respecto al valor máximo de la velocidad***

TALUD	Velocidad  media (m/sg)	MÉTODO / VARIACIÓN D50			
		ASCE		BANK AND SHORE PROTECTION	
		(m)	(%)	(m)	(%)
1.50/1	1.00	-0.38	-92.68%	-0.53	-94.64%
	2.00	-0.31	-75.61%	-0.42	-75.00%
	3.00	-0.18	-43.90%	-0.25	-44.64%
	4.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%
2.00/1	1.00	-0.36	-94.74%	-0.45	-93.75%
	2.00	-0.28	-73.68%	-0.36	-75.00%
	3.00	-0.16	-42.11%	-0.21	-43.75%
	4.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%
2.50/1	1.00	-0.35	-94.59%	-0.41	-93.18%
	2.00	-0.28	-75.68%	-0.33	-75.00%
	3.00	-0.16	-43.24%	-0.19	-43.18%
	4.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%
3.00/1	1.00	-0.34	-94.44%	-0.39	-92.86%
	2.00	-0.27	-75.00%	-0.31	-73.81%
	3.00	-0.16	-44.44%	-0.18	-42.86%
	4.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%

**GRUPO B****MÉTODOS: ASCE, CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION*****II.3) Incremento del tamaño de escollera en función del aumento de velocidad de la corriente******b) Variación respecto al valor inmediatamente superior de la velocidad***

TALUD	Velocidad  media (m/sg)	MÉTODO / VARIACIÓN D50			
		ASCE		BANK AND SHORE PROTECTION	
		(m)	(%)	(m)	(%)
1.50/1	1.00	-0.07	-70.00%	-0.11	-78.57%
	2.00	-0.13	-56.52%	-0.17	-54.84%
	3.00	-0.18	-43.90%	-0.25	-44.64%
	4.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%
2.00/1	1.00	-0.08	-80.00%	-0.09	-75.00%
	2.00	-0.12	-54.55%	-0.15	-55.56%
	3.00	-0.16	-42.11%	-0.21	-43.75%
	4.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%
2.50/1	1.00	-0.07	-77.78%	-0.08	-72.73%
	2.00	-0.12	-57.14%	-0.14	-56.00%
	3.00	-0.16	-43.24%	-0.19	-43.18%
	4.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%
3.00/1	1.00	-0.07	-77.78%	-0.08	-72.73%
	2.00	-0.11	-55.00%	-0.13	-54.17%
	3.00	-0.16	-44.44%	-0.18	-42.86%
	4.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%

### **III) Resultados obtenidos fijando el parámetro '*velocidad media*'**

**GRUPO B****MÉTODOS: ASCE, CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION*****III) Resultados obtenidos fijando el parámetro "velocidad media"***

Velocidad media (m/sg)	Talud	MÉTODO / D50 (m)	
		ASCE	BANK AND SHORE PROTECTION
1.00	1.50/1	0.03	0.03
	2.00/1	0.02	0.03
	2.50/1	0.02	0.03
	3.00/1	0.02	0.03
2.00	1.50/1	0.10	0.14
	2.00/1	0.10	0.12
	2.50/1	0.09	0.11
	3.00/1	0.09	0.11
3.00	1.50/1	0.23	0.31
	2.00/1	0.22	0.27
	2.50/1	0.21	0.25
	3.00/1	0.20	0.24
4.00	1.50/1	0.41	0.56
	2.00/1	0.38	0.48
	2.50/1	0.37	0.44
	3.00/1	0.36	0.42

**GRUPO B****MÉTODOS: ASCE, CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION*****III.1) Incremento del tamaño de escollera en función del talud respecto al método ASCE***

Velocidad media (m/sg)	Talud	MÉTODO / VARIACIÓN D50			
		ASCE		BANK AND SHORE PROTECTION	
		(m)	(%)	(m)	(%)
1.00	1.50/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00/1	0.00	0.00%	0.01	50.00%
	2.50/1	0.00	0.00%	0.01	50.00%
	3.00/1	0.00	0.00%	0.01	50.00%
2.00	1.50/1	0.00	0.00%	0.04	40.00%
	2.00/1	0.00	0.00%	0.02	20.00%
	2.50/1	0.00	0.00%	0.02	22.22%
	3.00/1	0.00	0.00%	0.02	22.22%
3.00	1.50/1	0.00	0.00%	0.08	34.78%
	2.00/1	0.00	0.00%	0.05	22.73%
	2.50/1	0.00	0.00%	0.04	19.05%
	3.00/1	0.00	0.00%	0.04	20.00%
4.00	1.50/1	0.00	0.00%	0.15	36.59%
	2.00/1	0.00	0.00%	0.10	26.32%
	2.50/1	0.00	0.00%	0.07	18.92%
	3.00/1	0.00	0.00%	0.06	16.67%

**GRUPO B****MÉTODOS: ASCE, CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION*****III.2) Disminución del tamaño de escollera en función de la variación del talud******a) Variación respecto al valor del talud más inclinado***

Velocidad media (m/sg)	Talud	MÉTODO / VARIACIÓN D50			
		ASCE		BANK AND SHORE PROTECTION	
		(m)	(%)	(m)	(%)
1.00	1.50/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00/1	-0.01	-33.33%	0.00	0.00%
	2.50/1	-0.01	-33.33%	0.00	0.00%
	3.00/1	-0.01	-33.33%	0.00	0.00%
2.00	1.50/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00/1	0.00	0.00%	-0.02	-14.29%
	2.50/1	-0.01	-10.00%	-0.03	-21.43%
	3.00/1	-0.01	-10.00%	-0.03	-21.43%
3.00	1.50/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00/1	-0.01	-4.35%	-0.04	-12.90%
	2.50/1	-0.02	-8.70%	-0.06	-19.35%
	3.00/1	-0.03	-13.04%	-0.07	-22.58%
4.00	1.50/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00/1	-0.03	-7.32%	-0.08	-14.29%
	2.50/1	-0.04	-9.76%	-0.12	-21.43%
	3.00/1	-0.05	-12.20%	-0.14	-25.00%



**GRUPO B****MÉTODOS: ASCE, CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION*****III.2) Disminución del tamaño de escollera en función de la variación del talud******b) Variación respecto al valor del talud inmediatamente inferior***

Velocidad media (m/s)	Talud	MÉTODO / VARIACIÓN D50			
		ASCE		BANK AND SHORE PROTECTION	
		(m)	(%)	(m)	(%)
1.00	1.50/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00/1	-0.01	-33.33%	0.00	0.00%
	2.50/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	3.00/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%
2.00	1.50/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00/1	0.00	0.00%	-0.02	-14.29%
	2.50/1	-0.01	-10.00%	-0.01	-8.33%
	3.00/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%
3.00	1.50/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00/1	-0.01	-4.35%	-0.04	-12.90%
	2.50/1	-0.01	-4.55%	-0.02	-7.41%
	3.00/1	-0.01	-4.76%	-0.01	-4.00%
4.00	1.50/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00/1	-0.03	-7.32%	-0.08	-14.29%
	2.50/1	-0.01	-2.63%	-0.04	-8.33%
	3.00/1	-0.01	-2.70%	-0.02	-4.55%

**IV) Comparación de resultados obtenidos para flujos incidente y tangencial respecto a velocidad media**

**GRUPO B: COMPARACIÓN DE RESULTADOS**  
**MÉTODOS: ASCE, CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION**

*IV.1) Comparación de resultados obtenidos para flujos incidente y tangencial respecto a velocidad media (m)*

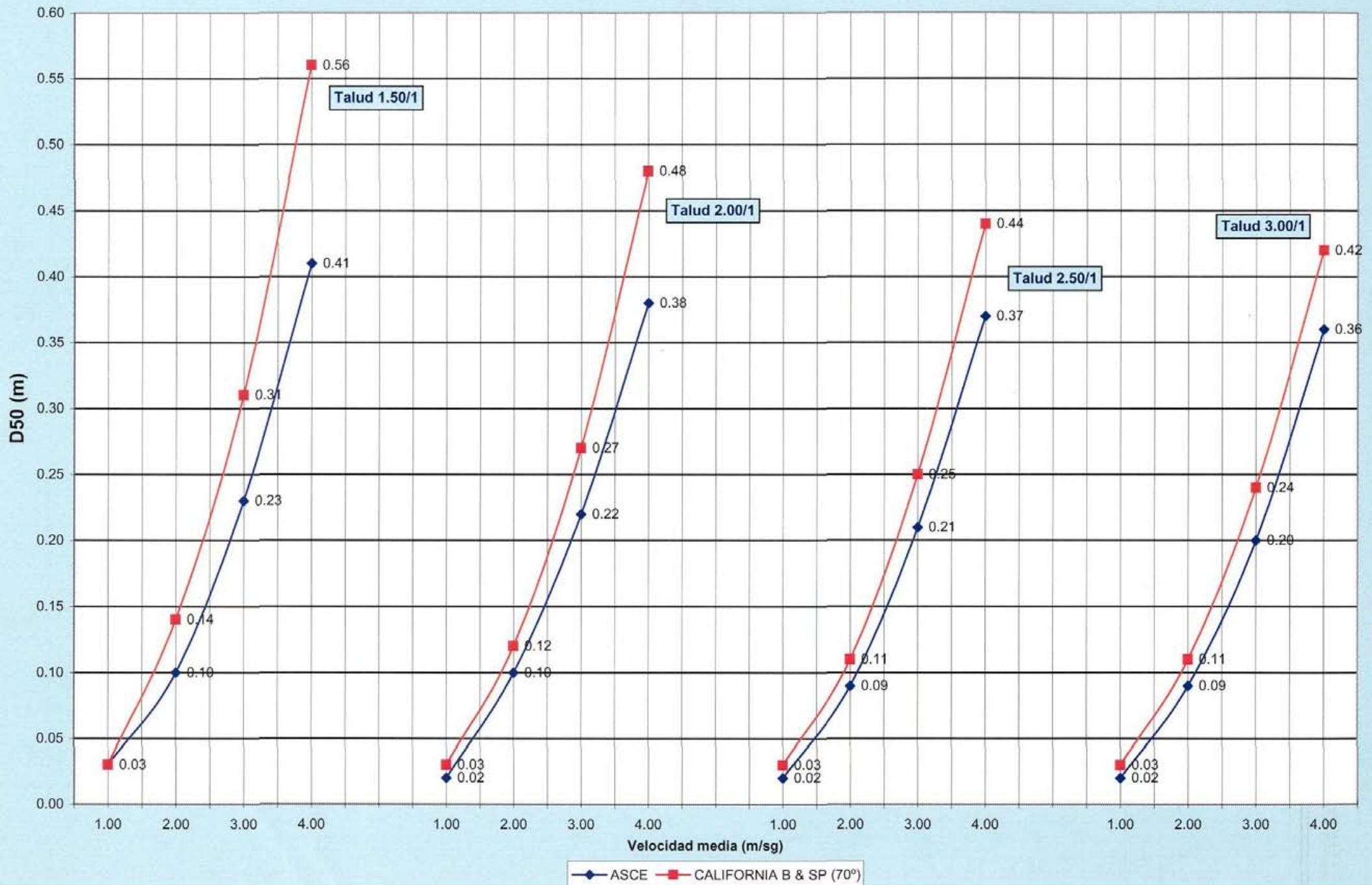
TALUD	Velocidad V (m/sg)			MÉTODO / D50 (m)					
	Media	Flujo incidente	Flujo tangencial	ASCE			CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION ( $\rho= 70^{\circ}$ )		
				V media	Flujo incidente	Flujo tangencial	V media	Flujo incidente	Flujo tangencial
1.50/1	1.00	1.33	0.67	0.00	0.02	-0.01	0.00	0.03	-0.02
	2.00	2.67	1.33	0.00	0.08	-0.06	0.00	0.11	-0.08
	3.00	4.00	2.00	0.00	0.18	-0.13	0.00	0.24	-0.17
	4.00	5.33	2.67	0.00	0.32	-0.23	0.00	0.43	-0.31
2.00/1	1.00	1.33	0.67	0.00	0.02	-0.01	0.00	0.02	-0.02
	2.00	2.67	1.33	0.00	0.07	-0.05	0.00	0.09	-0.07
	3.00	4.00	2.00	0.00	0.17	-0.12	0.00	0.21	-0.15
	4.00	5.33	2.67	0.00	0.30	-0.21	0.00	0.37	-0.27
2.50/1	1.00	1.33	0.67	0.00	0.02	-0.01	0.00	0.02	-0.02
	2.00	2.67	1.33	0.00	0.07	-0.05	0.00	0.09	-0.06
	3.00	4.00	2.00	0.00	0.16	-0.12	0.00	0.19	-0.14
	4.00	5.33	2.67	0.00	0.29	-0.21	0.00	0.34	-0.25
3.00/1	1.00	1.33	0.67	0.00	0.02	-0.01	0.00	0.02	-0.01
	2.00	2.67	1.33	0.00	0.07	-0.05	0.00	0.08	-0.06
	3.00	4.00	2.00	0.00	0.16	-0.11	0.00	0.18	-0.13
	4.00	5.33	2.67	0.00	0.28	-0.20	0.00	0.33	-0.23

**GRUPO B: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: ASCE, CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION*****IV.2) Comparación de resultados obtenidos para flujos incidente y tangencial respecto a velocidad media (%)***

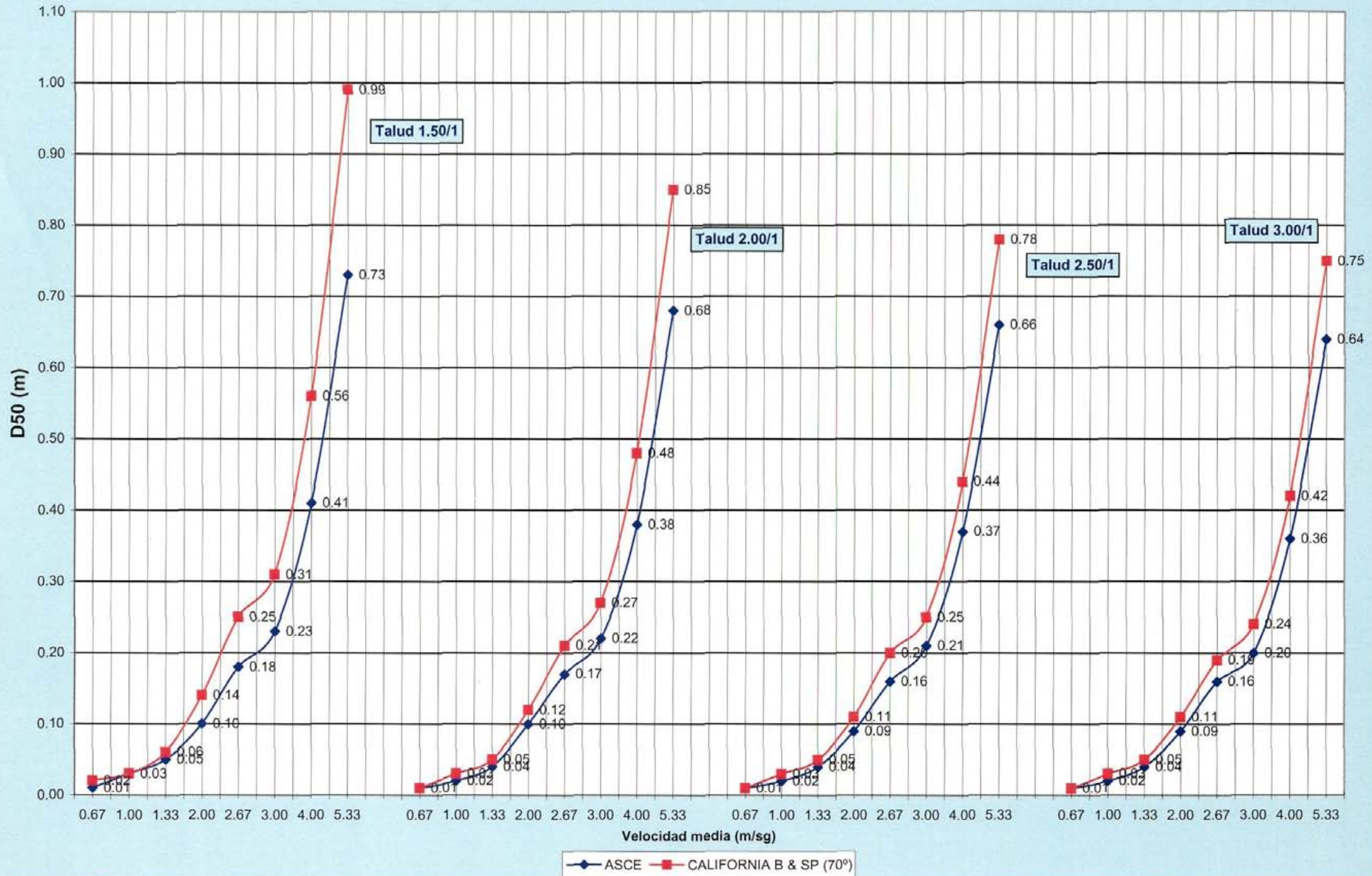
TALUD	Velocidad V (m/sg)			MÉTODO / D50 (m)					
	Media	Flujo incidente	Flujo tangencial	ASCE			CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION ( $\rho = 70^\circ$ )		
				V media	Flujo incidente	Flujo tangencial	V media	Flujo incidente	Flujo tangencial
1.50/1	1.00	1.33	0.67	0.00%	66.67%	-66.67%	0.00%	100.00%	-33.33%
	2.00	2.67	1.33	0.00%	80.00%	-50.00%	0.00%	78.57%	-57.14%
	3.00	4.00	2.00	0.00%	78.26%	-56.52%	0.00%	80.65%	-54.84%
	4.00	5.33	2.67	0.00%	78.05%	-56.10%	0.00%	76.79%	-55.36%
2.00/1	1.00	1.33	0.67	0.00%	100.00%	-50.00%	0.00%	66.67%	-66.67%
	2.00	2.67	1.33	0.00%	70.00%	-60.00%	0.00%	75.00%	-58.33%
	3.00	4.00	2.00	0.00%	72.73%	-54.55%	0.00%	77.78%	-55.56%
	4.00	5.33	2.67	0.00%	78.95%	-55.26%	0.00%	77.08%	-56.25%
2.50/1	1.00	1.33	0.67	0.00%	100.00%	-50.00%	0.00%	66.67%	-66.67%
	2.00	2.67	1.33	0.00%	77.78%	-55.56%	0.00%	81.82%	-54.55%
	3.00	4.00	2.00	0.00%	76.19%	-57.14%	0.00%	76.00%	-56.00%
	4.00	5.33	2.67	0.00%	78.38%	-56.76%	0.00%	77.27%	-54.55%
3.00/1	1.00	1.33	0.67	0.00%	100.00%	-50.00%	0.00%	66.67%	-66.67%
	2.00	2.67	1.33	0.00%	77.78%	-55.56%	0.00%	72.73%	-54.55%
	3.00	4.00	2.00	0.00%	80.00%	-55.00%	0.00%	75.00%	-54.17%
	4.00	5.33	2.67	0.00%	77.78%	-55.56%	0.00%	78.57%	-54.76%

#### **5.4.2.2.- Representación gráfica**

GRUPO B  
MÉTODOS: ASCE / CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION  
VELOCIDAD MEDIA



**GRUPO B**  
**MÉTODOS: ASCE / CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION**  
**VELOCIDAD MEDIA, INCIDENTE Y TANGENCIAL**



### 5.4.3.- Grupo C

Los métodos incluidos dentro de este grupo son:

- Método del Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers – versión de 1994)
- Método de la Hydraulic Engineering Circular nº 11 (HEC-11)
- Método de Pilarczyk
- Método de Simons y Senturk

Las características comunes de estos son las siguientes:

- El resultado final obtenido (tamaño de la piedra) es función de los siguientes parámetros: velocidad de la corriente, calado del flujo e inclinación de los taludes del canal.
- En tres de ellos (USCOE, HEC-11 y Simons y Senturk) se puede obtener además el valor del Coeficiente de Seguridad ( $SF$ ) para cada tamaño de piedra obtenido.
- Solamente uno de ellos, el del USCOE, tiene en cuenta el efecto de las curvas en el cálculo mediante el coeficiente  $C_v$ , el cuál es función de la relación entre el radio de curvatura y la anchura de la lámina de agua en el tramo curvo.

Al realizar la comparación de los resultados obtenidos por los cuatro métodos, se ha tenido en cuenta lo siguiente:

- El valor del Coeficiente de Seguridad en los métodos que lo contemplan
- Se han comparado, tanto analítica como gráficamente, únicamente los cálculos correspondientes a tres valores del Coeficiente de Seguridad (  $SF = 1.20$ ;  $SF = 1.35$  y  $SF = 1.50$  ), debido tanto a razones de simplificación como a ser estos unos de los valores más normales adoptados en el dimensionamiento real de protecciones de escollera.

Al igual que en el proceso comparativo realizado para los grupos A y B, se va a tratar primeramente de obtener una formulación simplificada de estos métodos, a excepción del de Simons y Senturk debido a la complejidad de su formulación, en función de los parámetros de mayor influencia: velocidad, calado, talud y coeficiente de seguridad donde proceda. Para realizar dicha simplificación se considerará en todos ellos las siguientes suposiciones:

- Densidad de la escollera:  $2,65 \text{ Tn/m}^3$
- Tramo de canal recto



- Flujo con baja turbulencia
- Roca de forma angular

Realizadas estas consideraciones, la formulación de los métodos objeto de comparación en este grupo quedaría de la siguiente forma:

#### A) Método del U.S. Army Corps of Engineers

- En función del coeficiente de seguridad  $SF$ :

$$D_{50} = \frac{0,0125 \cdot SF \cdot d^{-0,25} \cdot V^{2,5}}{K_1^{1,25}}$$

- Tomando  $SF = 1,20$  (a efectos de comparación con el método HEC-11)

$$D_{50} = \frac{0,0135 \cdot d^{-0,25} \cdot V^{2,5}}{K_1^{1,25}}$$

#### B) Método de la Hydraulic Engineering Circular nº 11 (HEC-11)

- En función del coeficiente de seguridad  $SF$ :

$$D_{50} = \frac{7,61 \times 10^{-4} \cdot SF^{1,5} \cdot V_a^3}{d^{0,5} K_1^{1,5}}$$

- Tomando  $SF = 1,20$  (tal como se presenta en el método original):

$$D_{50} = \frac{0,001 \cdot V_a^3 \cdot d^{-0,5}}{K_1^{1,5}}$$

#### C) Método de Pilarczyk

Este método resulta un poco diferente a los dos anteriores, ya que por una parte no lleva implícito el efecto del coeficiente de seguridad en los cálculos, y por otra es un método iterativo, en el cuál es necesario presuponer primero un valor del tamaño de escollera y luego calcular por aproximaciones sucesivas hasta obtener un valor similar al supuesto. Aún así, y procediendo de manera similar a los dos casos anteriores, se obtiene la siguiente fórmula simplificada:

$$D_{50} = 0,046 \cdot K_h U_d^2$$

siendo:

$$K_h = f(D_{50}, d)$$

y habiendo considerado los siguientes valores para el resto de parámetros que intervienen en la fórmula:

$$\Phi = 0,75 ; K_T = 1 ; K_S = 0,50 ; \Psi_{cr} = 0,035$$

#### 5.4.3.1.- Cálculos comparativos realizados

Para poder realizar comparaciones entre los resultados obtenidos por aplicación de estos tres métodos es necesario ir fijando sucesivamente alguno de los parámetros y comparar los resultados obtenidos en función de la variación de los otros. En este caso, y para facilitar la comparación, que de otro modo resultaría farragosa, además de fijar esos parámetros se han adoptado para ellos unos valores de uso corriente. Los parámetros fijados, los valores tomados para los mismos y las comparaciones buscadas en cada caso han sido las siguientes:

##### i) Parámetros fijos: Talud y Coeficiente de Seguridad

Valores adoptados:  $T = 2,50/1$   $SF = 1,20$

Parámetros variables: Calado: 1,00, 2,00, 3,00 y 4,00 m.

Velocidad: 1,00, 2,00, 3,00 y 4,00 m/sg.

Comparaciones efectuadas:

- Cuantificación del incremento del tamaño de escollera en función del aumento de la velocidad de la corriente para cada valor del calado adoptado, tanto respecto al valor mínimo de la velocidad considerado como respecto al valor inmediatamente inferior de la misma.
- Cuantificación de la disminución del tamaño de escollera en función del aumento del calado para cada valor de la velocidad adoptado, tanto respecto al valor mínimo del calado considerado como respecto al valor inmediatamente inferior del mismo.
- Cuantificación de la variación de los resultados obtenidos por todos los métodos en los casos anteriores en comparación con los obtenidos por el método del U.S. Army Corps of Engineers.

**ii) Parámetros fijos: Talud y Calado**

*Valores adoptados:*  $T = 2,50/1$  Calado = 2,00 m

*Parámetros variables:* Velocidad : 1,00, 2,00, 3,00 y 4,00 m/sg.  
SF : 1,20, 1,35 y 1,50

*Comparaciones efectuadas:*

- Cuantificación del incremento del tamaño de escollera en función del aumento de la velocidad de la corriente para cada valor del coeficiente de seguridad adoptado, tanto respecto al valor mínimo de la velocidad considerado como respecto al valor inmediatamente inferior de la misma.
- Cuantificación del incremento del tamaño de escollera en función del aumento del coeficiente de seguridad para cada valor de la velocidad adoptado, tanto respecto al valor mínimo del coeficiente de seguridad considerado como respecto al valor inmediatamente inferior del mismo.
- Cuantificación de la variación de los resultados obtenidos por todos los métodos en los casos anteriores en comparación con los obtenidos por el método del U.S. Army Corps of Engineers.

**iii) Parámetros fijos: Calado y Coeficiente de Seguridad**

*Valores adoptados:* Calado = 2,00 m SF = 1,20

*Parámetros variables:* Talud: 1,50/1, 2,00/1, 2,50/1 y 3,00/1  
Velocidad: 1,00, 2,00, 3,00 y 4,00 m/sg.

*Comparaciones efectuadas:*

- Cuantificación del incremento del tamaño de escollera en función del aumento de la velocidad de la corriente para cada valor del talud adoptado, tanto respecto al valor mínimo de la velocidad considerado como respecto al valor inmediatamente inferior de la misma.
- Cuantificación de la disminución del tamaño de escollera en función del aumento del talud (disminución de la inclinación) para cada valor de la velocidad adoptado, tanto respecto al valor del talud más inclinado como respecto al valor inmediatamente inferior del mismo.

- Cuantificación de la variación de los resultados obtenidos por todos los métodos en los casos anteriores en comparación con los obtenidos por el método del U.S. Army Corps of Engineers.

### 5.4.3.2.- Comparación de los resultados obtenidos

Las conclusiones que se pueden extraer de los resultados obtenidos en cada caso son las siguientes:

#### A) Talud y Coeficiente de Seguridad fijos

- El método que obtiene mayor tamaño de escollera para cualquier valor de calado y velocidad considerado, y por tanto el que supone un diseño más conservador, es el del USCOE en la variante K1(2). La única excepción corresponde al caso de calado 1,00 m y velocidad 4,00 m/sg dónde el método de SIMONS y SENTURK obtiene un valor mucho más alto.
- Los menores tamaños de escollera se obtienen con el método de PILARCZYK para los valores más bajos del calado (1,00 y 2,00 m.) y con el método de SIMONS y SENTURK para los más altos (3,00 y 4,00 m.).
- La disminución porcentual de tamaño entre los dos métodos que obtienen los valores más pequeños y el método USCOE oscila entre un máximo del 56,88 % (calado 4,00 m., velocidad 2,00 m/sg) y un mínimo del 12,42 % (calado 1,00 m. y velocidad 3,00 m/sg), obtenidos ambos con el método de SIMONS y SENTURK. Para el valor más bajo de la velocidad (1,00 m/sg) el método de PILARCZYK obtiene idénticos resultados que el del USCOE excepto para calados de 1,00 m. El único resultado que ofrece un valor superior al obtenido con el método USCOE corresponde a la excepción ya comentada del método de SIMONS para calado de 1,00 m y velocidad de 4,00 m/sg. Este resultado es un 138,91 % superior al obtenido con el método del USCOE en las mismas condiciones.
- El método más sensible a la variación del tamaño de escollera con el aumento de la velocidad de la corriente es el de SIMONS y SENTURK, excepto para un valor de calado de 4,00 m., que es el del USCOE. El mayor incremento porcentual de tamaño de escollera para un paso de velocidad de 1,00 a 4,00 m/sg es de 17625 %. Si se analiza el aumento de tamaño para un incremento de la velocidad de 1,00 m/sg, el máximo es de un 728,78 % y se obtiene con el método USCOE y un paso de velocidad de 1,00 a 2,00 m/sg.
- En cuánto al método que presenta menor sensibilidad al hecho anterior no hay uno claro, sino que ésta depende mucho del valor del calado. Así, el menor incremento porcentual de tamaño de escollera para un paso de velocidad de 1,00 a 4,00 m/sg es del 2179,19 % y se obtiene con el método de SIMONS y SENTURK para un

calado de 4,00 m. Para el caso de un aumento de la velocidad de 1,00 m/sg, el menor incremento es de un 105,17 % y se ha obtenido con el método de PILARCZYK para un valor del calado de 4,00 m. y un paso de velocidad de 3,00 a 4,00 m/sg.

- En el caso de la disminución del tamaño de escollera en función del incremento del valor del calado, los cuatro métodos analizados presentan una sensibilidad muy parecida, siendo ésta muchísimo menor que en el caso de la variación con respecto a la velocidad de la corriente. Además, se puede observar que la disminución porcentual del tamaño de escollera con el calado resulta prácticamente independiente del valor de la velocidad considerado, excepto en el caso de velocidad 1,00 m/sg donde el tamaño de piedra resulta independiente del valor del calado para todos los métodos excepto para el del USCOE (K1(2)). En cualquier caso, el método más sensible resulta ser el SIMONS y SENTURK, con una disminución máxima de tamaño de un 82,89 %, para un valor de la velocidad de 4,00 m/sg en caso de considerar una variación máxima del calado. Para el caso de análisis de la variación del tamaño respecto al valor del calado anterior, la disminución máxima se produce también con el método de SIMONS y SENTURK para una velocidad de 4,00 m/sg y un paso de calado de 1,00 a 2,00 m. El mínimo, en este caso, es de un 0,00 % y se produce con todos los métodos para un valor de la velocidad de 1,00 m/sg.

## B) Talud y Calado fijos

- El método que obtiene mayor tamaño de escollera para cualquier valor de coeficiente de seguridad y velocidad considerado, y por tanto el que supone un diseño más conservador, es el del USCOE en la variante K1(2). La única excepción corresponde al caso de coeficiente de seguridad 1,50 y velocidades más altas (3,00 y 4,00 m/sg) donde el método de SIMONS y SENTURK obtiene valores más altos.
- Los menores tamaños de escollera se obtienen con los métodos SIMONS y SENTURK y HEC-11 para el menor valor del coeficiente de seguridad considerado ( $SF = 1,20$ ), y con el método de PILARCZYK para  $SF = 1,50$ , aunque ofrecen idénticos resultados para algunos casos de bajas velocidades.
- La disminución porcentual de tamaño entre los métodos que obtienen los valores más pequeños y el método USCOE oscila entre un máximo del 58,42 % y un mínimo del 0,00 % correspondiendo todos ellos al caso de velocidad mínima (1,00 m/sg). Los únicos resultados que ofrecen un valor superior al obtenido con el método USCOE corresponden a las excepciones ya comentadas del método de

SIMONS y SENTURK para un coeficiente de seguridad de 1,50 y valores de la velocidad de 3,00 y 4,00 m/sg, lo que supone un 24,10 % y un 126,56 % de incremento de tamaño respecto al método USCOE.

- El método más sensible a la variación del tamaño de escollera con el aumento de la velocidad de la corriente es, para todos los valores del coeficiente de seguridad considerados, el de SIMONS y SENTURK. El mayor incremento porcentual de tamaño de escollera para un paso de velocidad de 1,00 a 4,00 m/sg es de 10743,85 %, y se obtiene para  $SF = 1,50$ . Si se analiza el aumento de tamaño para un incremento de la velocidad de 1,00 m/sg, el máximo es de un 728,78 % y se obtiene con el método USCOE, un paso de velocidad de 1,00 a 2,00 m/sg, y  $SF = 1,20$ .
- En cuanto al método que presenta menor sensibilidad al hecho anterior no hay uno claro, sino que ésta depende del valor del coeficiente de seguridad. Así, el menor incremento porcentual de tamaño de escollera para un paso de velocidad de 1,00 a 4,00 m/sg es del 2323,72 % y se obtiene con el método USCOE (K1(1)) para un valor del coeficiente de seguridad de 1,50. El método de PILARCZYK, independiente del coeficiente de seguridad adoptado obtiene menores incrementos de tamaño que el que obtienen el resto de métodos con un coeficiente de seguridad de 1,20. Para el caso de un aumento de la velocidad de 1,00 m/sg, el menor incremento es de un 105,17 % y se ha obtenido con el método de PILARCZYK para un paso de velocidad de 3,00 a 4,00 m/sg.
- En el caso del incremento del tamaño de la escollera en función del aumento del coeficiente de seguridad existen ciertas diferencias entre los métodos considerados que conviene resaltar:
  - ✓ Los resultados obtenidos por el método de PILARCZYK son independientes del valor del coeficiente de seguridad adoptado, ya que el método no lo tiene en cuenta.
  - ✓ Las variaciones porcentuales que se obtienen con el método USCOE, en las dos variantes consideradas, presentan valores muy similares, comprendidos entre un 25,00 % y un 100,00 % para un paso del valor del coeficiente de seguridad de 1,20 a 1,50. La mayor variación corresponde al valor mínimo de la velocidad (1,00 m/sg).
  - ✓ El método del HEC-11 no obtiene variación alguna de tamaño de escollera con el incremento del valor del coeficiente de seguridad para una velocidad de 1,00 m/sg. Para el resto de los valores de velocidad considerados, el incremento de tamaño con el aumento del coeficiente de seguridad resulta

independiente del valor de la velocidad, obteniendo un incremento del 39,75 % para un paso de SF de 1,20 a 1,50.

- ✓ El método de SIMONS y SENTURK es el que presenta una mayor sensibilidad al incremento del tamaño de escollera con el aumento del valor del coeficiente de seguridad, sensibilidad que aumenta con la velocidad de la corriente. Las variaciones porcentuales de tamaño obtenidas con este método para un paso del coeficiente de seguridad de 1,20 a 1,50 están comprendidas entre un mínimo del 106,44 % para 1,00 m/sg de velocidad, y un máximo del 251,92 % para una velocidad de 4,00 m/sg.

### C) Calado y Coeficiente de Seguridad fijos

- A excepción del valor del talud 1,50/1, para el cuál el método de SIMONS y SENTURK ofrece resultados exagerados, que no serán tenidos en cuenta a efectos comparativos, y el valor puntual obtenido con dicho método para un talud 2,00/1 y 4,00 m/sg de velocidad, el método que obtiene mayor tamaño de escollera para cualquier valor de talud y velocidad considerado, y por tanto el que supone un diseño más conservador, es el del USCOE en la variante K1(2).
- Los menores tamaños de escollera se obtienen con el método del USCOE en la variante K1(1) para un talud 1,50/1, con el método de PILARCZYK para taludes 2,00/1 y 2,50/1 y con el de SIMONS y SENTURK para talud 3,00/1. En los casos de velocidad baja, 1,00 y 2,00 m/sg, los resultados obtenidos por todos los métodos son muy similares para todos los valores del talud considerados.
- La disminución porcentual de tamaño de escollera obtenido con los métodos menos conservadores en comparación con el método más conservador es, para cada valor del talud considerado, y velocidad máxima, la siguiente:
  - Un 34,64 % para un talud 1,50/1 y método USCOE (K1(1))
  - Un 32,37 % para un talud 2,00/1 y un 32,17 % para un talud 2,50/1, ambos con el método de PILARCZYK
  - Un 35,22 % para un talud 3,00/1 y método de SIMONS y SENTURK
- El método más sensible a la variación del tamaño de escollera con el aumento de la velocidad de la corriente es, para todos los valores del talud considerados, el de SIMONS y SENTURK. El mayor incremento porcentual de tamaño de escollera para un paso de velocidad de 1,00 a 4,00 m/sg, sin incluir el caso del talud 1,50/1 por los motivos expuestos anteriormente, es de 8306,42 %, y se obtiene para un talud 2,00/1. Este incremento de tamaño es, además, mayor que el obtenido con el resto



de métodos y talud 1,50/1. Si se analiza el aumento de tamaño para un incremento de la velocidad de 1,00 m/sg, el máximo es de un 728,78 % y se obtiene con el método USCOE, un paso de velocidad de 1,00 a 2,00 m/sg, y talud 2,50/1. Para el caso del talud 1,50/1, y sin tener en cuenta el método de SIMONS, se obtiene un máximo del 836,21 % con el método del HEC-11 y un paso de velocidad de 1,00 a 2,00 m/sg.

- En cuanto al método que presenta menor sensibilidad al hecho anterior no hay uno claro, sino que ésta depende del valor del talud. Así, el menor incremento porcentual de tamaño de escollera para un paso de velocidad de 1,00 a 4,00 m/sg es del 2650,11 % y se obtiene con el método USCOE (K1(1)) para un valor del talud de 2,00/1. Para el caso de un aumento de la velocidad de 1,00 m/sg, el menor incremento es de un 105,17 % y se ha obtenido con el método de PILARCZYK para un paso de velocidad de 3,00 a 4,00 m/sg y un talud 2,50/1.
- En el caso de la disminución del tamaño de escollera en función de la variación del talud del canal (disminución de la inclinación), los cuatro métodos considerados presentan una sensibilidad bastante parecida, siendo ésta muchísimo menor que en el caso de la variación con respecto a la velocidad de la corriente. Además se puede observar que la disminución porcentual de tamaño de escollera con el talud resulta prácticamente independiente del valor de la velocidad considerado para cada uno de los métodos. El método más sensible a la variación del talud resulta ser de nuevo el de SIMONS y SENTURK, el cuál obtiene una disminución máxima del tamaño de escollera de un 65,14 %, para una velocidad de 4,00 m/sg y una variación del talud comprendida entre 2,00/1 y 3,00/1, es decir que la máxima sensibilidad corresponde también al máximo valor de la velocidad. El método menos sensible en este caso es el del USCOE (K1(1)). Para éste, la variación porcentual está en torno a un 14,00 % para el rango de taludes considerado, siendo ésta prácticamente independiente de la velocidad de la corriente, excepto para el valor mínimo de ésta, 1,00 m/sg, dónde no existe variación de tamaño en función del talud.

#### **5.4.3.3.- Tablas comparativas de los resultados obtenidos**

**A) Parámetros fijos: *Talud y Coeficiente de Seguridad***

## GRUPO C

MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

*I) Parámetros fijos: Talud = 2,50/1 y SF = 1,20*

*I-A) Resultados obtenidos (I)*

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.10	0.06	0.07	0.06
	3.00	0.22	0.27	0.22	0.19	0.24
	4.00	0.46	0.56	0.52	0.39	1.33
2.00	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.08	0.05	0.06	0.04
	3.00	0.19	0.23	0.15	0.16	0.14
	4.00	0.39	0.47	0.36	0.32	0.38
3.00	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.06	0.07	0.04	0.05	0.03
	3.00	0.17	0.21	0.13	0.14	0.11
	4.00	0.35	0.42	0.30	0.29	0.27
4.00	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.06	0.07	0.03	0.05	0.03
	3.00	0.16	0.19	0.11	0.13	0.09
	4.00	0.33	0.39	0.26	0.27	0.23

## GRUPO C

MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

I) *Parámetros fijos: Talud = 2,50/1 y SF = 1,20*

*I-B) Resultados obtenidos (II)*

VELOCIDAD (m/sg)	CALADO (m)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	3.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	4.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
2.00	1.00	0.08	0.10	0.06	0.07	0.06
	2.00	0.07	0.08	0.05	0.06	0.04
	3.00	0.06	0.07	0.04	0.05	0.03
	4.00	0.06	0.07	0.03	0.05	0.03
3.00	1.00	0.22	0.27	0.22	0.19	0.24
	2.00	0.19	0.23	0.15	0.16	0.14
	3.00	0.17	0.21	0.13	0.14	0.11
	4.00	0.16	0.19	0.11	0.13	0.09
4.00	1.00	0.46	0.56	0.52	0.39	1.33
	2.00	0.39	0.47	0.36	0.32	0.38
	3.00	0.35	0.42	0.30	0.29	0.27
	4.00	0.33	0.39	0.26	0.27	0.23

## **GRUPO C**

**MÉTODOS:** U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

***l) Parámetros fijos: Talud = 2,50/1 y SF = 1,20***

***l-C) Incremento del tamaño de escollera en función del aumento de la velocidad de la corriente***

***a) Variación respecto al valor mínimo de la velocidad***

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.07	465.69%	0.08	465.69%	0.06	700.00%	0.06	495.34%	0.05	657.49%
	3.00	0.21	1458.85%	0.25	1458.85%	0.21	2600.00%	0.18	1555.52%	0.23	3065.27%
	4.00	0.45	3100.00%	0.54	3100.00%	0.51	6300.00%	0.38	3352.90%	1.32	17625.60%
2.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.06	585.53%	0.07	728.78%	0.04	356.01%	0.05	464.31%	0.03	572.39%
	3.00	0.18	1789.11%	0.22	2183.86%	0.14	1439.03%	0.15	1450.05%	0.13	2222.01%
	4.00	0.38	3777.96%	0.46	4588.32%	0.35	3548.07%	0.31	3080.28%	0.37	6260.98%
3.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.05	519.45%	0.06	648.89%	0.03	272.33%	0.04	401.17%	0.03	538.58%
	3.00	0.16	1607.00%	0.20	1963.70%	0.12	1156.61%	0.13	1288.16%	0.10	1974.62%
	4.00	0.34	3404.13%	0.41	4136.37%	0.29	2878.64%	0.28	2762.52%	0.27	5108.56%
4.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.05	476.46%	0.06	596.92%	0.02	222.45%	0.04	372.91%	0.02	200.52%
	3.00	0.15	1488.54%	0.18	1820.49%	0.10	988.26%	0.12	1189.82%	0.08	846.52%
	4.00	0.32	3160.96%	0.38	3842.39%	0.25	2479.58%	0.26	2558.88%	0.22	2179.19%

## GRUPO C

MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

*l) Parámetros fijos: Talud = 2,50/1 y SF = 1,20*

*I-C) Incremento del tamaño de escollera en función del aumento de la velocidad de la corriente*

*b) Variación respecto al valor inmediatamente inferior de la velocidad*

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.07	465.69%	0.08	465.69%	0.06	700.00%	0.06	495.34%	0.05	657.49%
	3.00	0.14	175.57%	0.17	175.57%	0.15	237.50%	0.12	178.08%	0.18	317.86%
	4.00	0.24	105.28%	0.29	105.28%	0.30	137.04%	0.20	108.57%	1.09	460.00%
2.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.06	585.53%	0.07	728.78%	0.04	356.01%	0.05	464.31%	0.03	572.39%
	3.00	0.12	175.57%	0.15	175.57%	0.11	237.50%	0.10	174.68%	0.10	245.34%
	4.00	0.20	105.28%	0.24	105.28%	0.21	137.04%	0.16	105.17%	0.24	173.94%
3.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.05	519.45%	0.06	648.89%	0.03	272.33%	0.04	401.17%	0.03	538.58%
	3.00	0.11	175.57%	0.13	175.57%	0.09	237.50%	0.09	176.98%	0.08	224.88%
	4.00	0.18	105.28%	0.22	105.28%	0.17	137.04%	0.15	106.21%	0.16	151.06%
4.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.05	476.46%	0.06	596.92%	0.02	222.45%	0.04	372.91%	0.02	200.52%
	3.00	0.10	175.57%	0.12	175.57%	0.08	237.50%	0.08	172.74%	0.06	214.96%
	4.00	0.17	105.28%	0.20	105.28%	0.15	137.04%	0.14	106.14%	0.13	140.80%

## GRUPO C

MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

l) *Parámetros fijos: Talud = 2,50/1 y SF = 1,20*

*I-D) Disminución del tamaño de escollera en función del aumento del calado del flujo*

*a) Variación respecto al valor mínimo del calado*

VELOCIDAD (m/sg)	CALADO (m)	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.00	0.00%	-0.01	-42.60%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	3.00	0.00	0.00%	-0.01	-42.60%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	4.00	0.00	0.00%	-0.01	-42.60%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
2.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	-0.01	-15.91%	-0.02	-15.91%	-0.02	-29.29%	-0.01	-16.64%	-0.02	-29.94%
	3.00	-0.02	-24.02%	-0.02	-24.02%	-0.03	-42.26%	-0.02	-25.97%	-0.02	-41.05%
	4.00	-0.02	-29.29%	-0.03	-29.29%	-0.03	-50.00%	-0.02	-30.14%	-0.03	-47.20%
3.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	-0.04	-15.91%	-0.04	-15.91%	-0.06	-29.29%	-0.03	-17.66%	-0.10	-42.10%
	3.00	-0.05	-24.02%	-0.07	-24.02%	-0.09	-42.26%	-0.05	-26.26%	-0.13	-54.17%
	4.00	-0.07	-29.29%	-0.08	-29.29%	-0.11	-50.00%	-0.06	-31.48%	-0.14	-60.21%
4.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	-0.07	-15.91%	-0.09	-15.91%	-0.15	-29.29%	-0.07	-19.00%	-0.95	-71.68%
	3.00	-0.11	-24.02%	-0.13	-24.02%	-0.22	-42.26%	-0.11	-27.09%	-1.06	-79.45%
	4.00	-0.14	-29.29%	-0.16	-29.29%	-0.26	-50.00%	-0.13	-32.28%	-1.10	-82.89%



## GRUPO C

MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

*l) Parámetros fijos: Talud = 2,50/1 y SF = 1,20*

*I-D) Disminución del tamaño de escollera en función del aumento del calado del flujo*

*b) Variación respecto al valor inmediatamente inferior del calado*

VELOCIDAD (m/sg)	CALADO (m)	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.00	0.00%	-0.01	-42.60%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	3.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	4.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
2.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	-0.01	-15.91%	-0.02	-15.91%	-0.02	-29.29%	-0.01	-16.64%	-0.02	-29.94%
	3.00	-0.01	-9.64%	-0.01	-9.64%	-0.01	-18.35%	-0.01	-11.19%	-0.01	-15.86%
	4.00	0.00	-6.94%	-0.01	-6.94%	0.00	-13.40%	0.00	-5.64%	0.00	-10.44%
3.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	-0.04	-15.91%	-0.04	-15.91%	-0.06	-29.29%	-0.03	-17.66%	-0.10	-42.10%
	3.00	-0.02	-9.64%	-0.02	-9.64%	-0.03	-18.35%	-0.02	-10.44%	-0.03	-20.85%
	4.00	-0.01	-6.94%	-0.01	-6.94%	-0.02	-13.40%	-0.01	-7.08%	-0.01	-13.17%
4.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	-0.07	-15.91%	-0.09	-15.91%	-0.15	-29.29%	-0.07	-19.00%	-0.95	-71.68%
	3.00	-0.04	-9.64%	-0.05	-9.64%	-0.07	-18.35%	-0.03	-9.99%	-0.10	-27.46%
	4.00	-0.02	-6.94%	-0.03	-6.94%	-0.04	-13.40%	-0.02	-7.11%	-0.05	-16.72%

**GRUPO C**

**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**

***l) Parámetros fijos: Talud = 2,50/1 y SF = 1,20***

***I-E) Variación del tamaño de escollera respecto al método USCOE (K1(2)) (I)***

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.00	1.00	0.00	-17.28%	0.00	0.00%	-0.01	-53.73%	-0.01	-34.74%	-0.01	-56.87%
	2.00	-0.02	-17.28%	0.00	0.00%	-0.03	-34.57%	-0.03	-31.31%	-0.04	-42.25%
	3.00	-0.05	-17.28%	0.00	0.00%	-0.05	-19.86%	-0.08	-30.69%	-0.03	-12.42%
	4.00	-0.10	-17.28%	0.00	0.00%	-0.04	-7.47%	-0.16	-29.58%	0.77	138.91%
2.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	-40.69%
	2.00	-0.01	-17.28%	0.00	0.00%	-0.04	-44.98%	-0.03	-31.91%	-0.04	-51.88%
	3.00	-0.04	-17.28%	0.00	0.00%	-0.07	-32.61%	-0.07	-32.13%	-0.09	-39.70%
	4.00	-0.08	-17.28%	0.00	0.00%	-0.10	-22.19%	-0.15	-32.17%	-0.09	-19.53%
3.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	-47.46%
	2.00	-0.01	-17.28%	0.00	0.00%	-0.04	-50.28%	-0.02	-33.08%	-0.04	-55.20%
	3.00	-0.04	-17.28%	0.00	0.00%	-0.08	-39.11%	-0.07	-32.73%	-0.10	-47.18%
	4.00	-0.07	-17.28%	0.00	0.00%	-0.13	-29.69%	-0.14	-32.43%	-0.15	-35.40%
4.00	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	-0.01	-17.28%	0.00	0.00%	-0.04	-53.73%	-0.02	-32.14%	-0.04	-56.88%
	3.00	-0.03	-17.28%	0.00	0.00%	-0.08	-43.33%	-0.06	-32.84%	-0.10	-50.71%
	4.00	-0.07	-17.28%	0.00	0.00%	-0.14	-34.57%	-0.13	-32.56%	-0.17	-42.19%

## GRUPO C

MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

l) *Parámetros fijos: Talud = 2,50/1 y SF = 1,20*

*I-F) Variación del tamaño de escollera respecto al método USCOE (K1(2)) (II)*

VELOCIDAD (m/sg)	CALADO (m)	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.00	1.00	-0.01	-42.60%	0.00	0.00%	-0.01	-42.60%	-0.01	-42.60%	-0.01	-42.60%
	2.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	3.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	4.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
2.00	1.00	-0.02	-17.28%	0.00	0.00%	-0.03	-34.57%	-0.03	-31.31%	-0.04	-42.25%
	2.00	-0.01	-17.28%	0.00	0.00%	-0.04	-44.98%	-0.03	-31.91%	-0.04	-51.88%
	3.00	-0.01	-17.28%	0.00	0.00%	-0.04	-50.28%	-0.02	-33.08%	-0.04	-55.20%
	4.00	-0.01	-17.28%	0.00	0.00%	-0.04	-53.73%	-0.02	-32.14%	-0.04	-56.88%
3.00	1.00	-0.05	-17.28%	0.00	0.00%	-0.05	-19.86%	-0.08	-30.69%	-0.03	-12.42%
	2.00	-0.04	-17.28%	0.00	0.00%	-0.07	-32.61%	-0.07	-32.13%	-0.09	-39.70%
	3.00	-0.04	-17.28%	0.00	0.00%	-0.08	-39.11%	-0.07	-32.73%	-0.10	-47.18%
	4.00	-0.03	-17.28%	0.00	0.00%	-0.08	-43.33%	-0.06	-32.84%	-0.10	-50.71%
4.00	1.00	-0.10	-17.28%	0.00	0.00%	-0.04	-7.47%	-0.16	-29.58%	0.77	138.91%
	2.00	-0.08	-17.28%	0.00	0.00%	-0.10	-22.19%	-0.15	-32.17%	-0.09	-19.53%
	3.00	-0.07	-17.28%	0.00	0.00%	-0.13	-29.69%	-0.14	-32.43%	-0.15	-35.40%
	4.00	-0.07	-17.28%	0.00	0.00%	-0.14	-34.57%	-0.13	-32.56%	-0.17	-42.19%

**B) Parámetros fijos: Talud y Calado**

**GRUPO C**

**MÉTODOS:** U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

*II) Parámetros fijos: Talud = 2,50/1 y Calado = 2,00 m*

*II-A) Resultados obtenidos (I)*

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.08	0.05	0.06	0.04
	3.00	0.19	0.23	0.15	0.16	0.14
	4.00	0.39	0.47	0.36	0.32	0.38
1.35	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.09	0.05	0.06	0.06
	3.00	0.21	0.26	0.18	0.16	0.21
	4.00	0.44	0.53	0.44	0.32	0.64
1.50	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.09	0.10	0.06	0.06	0.09
	3.00	0.24	0.29	0.22	0.16	0.35
	4.00	0.48	0.59	0.51	0.32	1.33

**GRUPO C**

**MÉTODOS:** U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

*II) Parámetros fijos: Talud = 2,50/1 y Calado = 2,00 m*

*II-B) Resultados obtenidos (II)*

VELOCIDAD (m/sg)	SF	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.00	1.20	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	1.35	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	1.50	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
2.00	1.20	0.07	0.08	0.05	0.06	0.04
	1.35	0.08	0.09	0.05	0.06	0.06
	1.50	0.09	0.10	0.06	0.06	0.09
3.00	1.20	0.19	0.23	0.15	0.16	0.14
	1.35	0.21	0.26	0.18	0.16	0.21
	1.50	0.24	0.29	0.22	0.16	0.35
4.00	1.20	0.39	0.47	0.36	0.32	0.38
	1.35	0.44	0.53	0.44	0.32	0.64
	1.50	0.48	0.59	0.51	0.32	1.33

**GRUPO C**

**MÉTODOS:** U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

*II) Parámetros fijos: Talud = 2,50/1 y Calado = 2,00 m*

*II-C) Incremento del tamaño de escollera en función del aumento de la velocidad de la corriente*

*a) Variación respecto al valor mínimo de la velocidad*

SF	VELOCIDAD (m/sg)	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.20	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.06	585.53%	0.07	728.78%	0.04	356.01%	0.05	464.31%	0.03	572.39%
	3.00	0.18	1789.11%	0.22	2183.86%	0.14	1439.03%	0.15	1450.05%	0.13	2222.01%
	4.00	0.38	3777.96%	0.46	4588.32%	0.35	3548.07%	0.31	3080.28%	0.37	6260.98%
1.35	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.07	671.22%	0.07	175.57%	0.04	444.13%	0.05	464.31%	0.05	598.13%
	3.00	0.20	2025.24%	0.24	465.69%	0.17	1736.44%	0.15	1450.05%	0.20	2438.76%
	4.00	0.43	4262.70%	0.51	2537.18%	0.43	4253.04%	0.31	3080.28%	0.63	7550.40%
1.50	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.07	328.46%	0.08	417.99%	0.05	537.29%	0.05	464.31%	0.08	632.94%
	3.00	0.22	1080.69%	0.27	1327.41%	0.21	2050.86%	0.15	1450.05%	0.34	2793.54%
	4.00	0.46	2323.72%	0.57	2830.20%	0.50	4998.34%	0.31	3080.28%	1.32	10743.85%

**GRUPO C**

**MÉTODOS:** U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

*II) Parámetros fijos: Talud = 2,50/1 y Calado = 2,00 m*

*II-C) Incremento del tamaño de escollera en función del aumento de la velocidad de la corriente*

*b) Variación respecto al valor inmediatamente inferior de la velocidad*

SF	VELOCIDAD (m/sg)	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.20	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.06	585.53%	0.07	728.78%	0.04	356.01%	0.05	464.31%	0.03	572.39%
	3.00	0.18	175.57%	0.15	175.57%	0.11	237.50%	0.10	174.68%	0.10	245.34%
	4.00	0.38	105.28%	0.24	105.28%	0.21	137.04%	0.16	105.17%	0.24	173.94%
1.35	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.07	671.22%	0.07	366.19%	0.04	444.13%	0.05	464.31%	0.05	598.13%
	3.00	0.20	175.57%	0.16	175.57%	0.13	237.50%	0.10	174.68%	0.15	263.65%
	4.00	0.43	105.28%	0.27	105.28%	0.25	137.04%	0.16	105.17%	0.43	201.34%
1.50	1.00	0.00	0.00%	0.00	417.99%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.08	328.46%	0.08	417.99%	0.05	537.29%	0.05	464.31%	0.08	632.94%
	3.00	0.23	175.57%	0.18	175.57%	0.15	237.50%	0.10	174.68%	0.26	294.79%
	4.00	0.47	105.28%	0.30	105.28%	0.29	137.04%	0.16	105.17%	0.97	274.76%



**GRUPO C**

**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**

*II) Parámetros fijos: Talud = 2,50/1 y Calado = 2,00 m*

*II-D) Incremento del tamaño de escollera en función del aumento del coeficiente de seguridad*

*a) Variación respecto al valor mínimo del coeficiente de seguridad (SF = 1,20)*

VELOCIDAD (m/sg)	SF	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.00	1.20	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	1.35	0.00	0.00%	0.01	100.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	40.21%
	1.50	0.01	100.00%	0.01	100.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.01	106.44%
2.00	1.20	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	1.35	0.01	12.50%	0.01	12.50%	0.01	19.32%	0.00	0.00%	0.02	45.57%
	1.50	0.02	25.00%	0.02	25.00%	0.02	39.75%	0.00	0.00%	0.05	125.03%
3.00	1.20	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	1.35	0.02	12.50%	0.03	12.50%	0.03	19.32%	0.00	0.00%	0.07	53.29%
	1.50	0.05	25.00%	0.06	25.00%	0.06	39.75%	0.00	0.00%	0.22	157.25%
4.00	1.20	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	1.35	0.05	12.50%	0.06	12.50%	0.07	19.32%	0.00	0.00%	0.26	68.63%
	1.50	0.10	25.00%	0.12	25.00%	0.15	39.75%	0.00	0.00%	0.95	251.92%

## GRUPO C

MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

*II) Parámetros fijos: Talud = 2,50/1 y Calado = 2,00 m*

*II-D) Incremento del tamaño de escollera en función del aumento del coeficiente de seguridad: Respecto a SF anterior*

*b) Variación respecto al valor inmediatamente inferior del coeficiente de seguridad*

VELOCIDAD (m/sg)	SF	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.00	1.20	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	1.35	0.00	0.00%	0.01	100.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	40.21%
	1.50	0.01	100.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	47.24%
2.00	1.20	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	1.35	0.01	12.50%	0.01	12.50%	0.01	19.32%	0.00	0.00%	0.02	45.57%
	1.50	0.01	11.11%	0.01	11.11%	0.01	17.12%	0.00	0.00%	0.03	54.58%
3.00	1.20	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	1.35	0.02	12.50%	0.03	12.50%	0.03	19.32%	0.00	0.00%	0.07	53.29%
	1.50	0.02	11.11%	0.03	11.11%	0.03	17.12%	0.00	0.00%	0.14	67.81%
4.00	1.20	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	1.35	0.05	12.50%	0.06	12.50%	0.07	19.32%	0.00	0.00%	0.26	68.63%
	1.50	0.05	11.11%	0.06	11.11%	0.07	17.12%	0.00	0.00%	0.69	108.70%

**GRUPO C**

**MÉTODOS:** U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

*II) Parámetros fijos: Talud = 2,50/1 y Calado = 2,00 m*

*II-E) Variación del tamaño de escollera respecto al método USCOE (K1(2)) (I)*

SF	VELOCIDAD (m/sg)	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.20	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	-40.69%
	2.00	-0.01	-17.28%	0.00	0.00%	-0.04	-44.98%	-0.03	-31.91%	-0.04	-51.88%
	3.00	-0.04	-17.28%	0.00	0.00%	-0.07	-32.61%	-0.07	-32.13%	-0.09	-39.70%
	4.00	-0.08	-17.28%	0.00	0.00%	-0.10	-22.19%	-0.15	-32.17%	-0.09	-19.53%
1.35	1.00	-0.01	-50.00%	0.00	0.00%	-0.01	-50.00%	-0.01	-50.00%	-0.01	-58.42%
	2.00	-0.02	-17.28%	0.00	0.00%	-0.04	-41.64%	-0.04	-39.48%	-0.04	-37.74%
	3.00	-0.04	-17.28%	0.00	0.00%	-0.07	-28.53%	-0.10	-39.67%	-0.05	-17.83%
	4.00	-0.09	-17.28%	0.00	0.00%	-0.09	-17.47%	-0.21	-39.70%	0.11	20.62%
1.50	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	-0.01	-50.00%	-0.01	-50.00%	-0.01	-38.78%
	2.00	-0.02	-17.28%	0.00	0.00%	-0.04	-38.48%	-0.05	-45.53%	-0.01	-13.38%
	3.00	-0.05	-17.28%	0.00	0.00%	-0.07	-24.66%	-0.13	-45.70%	0.07	24.10%
	4.00	-0.10	-17.28%	0.00	0.00%	-0.08	-13.00%	-0.27	-45.73%	0.74	126.56%

## GRUPO C

MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

*II) Parámetros fijos: Talud = 2,50/1 y Calado = 2,00 m*

*II-F) Variación del tamaño de escollera respecto al método USCOE (K1(2)) (II)*

VELOCIDAD (m/sg)	SF	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.00	1.20	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	-40.69%
	1.35	-0.01	-50.00%	0.00	0.00%	-0.01	-50.00%	-0.01	-50.00%	-0.01	-58.42%
	1.50	0.00	0.00%	0.00	0.00%	-0.01	-50.00%	-0.01	-50.00%	-0.01	-38.78%
2.00	1.20	-0.01	-17.28%	0.00	0.00%	-0.04	-44.98%	-0.03	-31.91%	-0.04	-51.88%
	1.35	-0.02	-17.28%	0.00	0.00%	-0.04	-41.64%	-0.04	-39.48%	-0.04	-37.74%
	1.50	-0.02	-17.28%	0.00	0.00%	-0.04	-38.48%	-0.05	-45.53%	-0.01	-13.38%
3.00	1.20	-0.04	-17.28%	0.00	0.00%	-0.07	-32.61%	-0.07	-32.13%	-0.09	-39.70%
	1.35	-0.04	-17.28%	0.00	0.00%	-0.07	-28.53%	-0.10	-39.67%	-0.05	-17.83%
	1.50	-0.05	-17.28%	0.00	0.00%	-0.07	-24.66%	-0.13	-45.70%	0.07	24.10%
4.00	1.20	-0.08	-17.28%	0.00	0.00%	-0.10	-22.19%	-0.15	-32.17%	-0.09	-19.53%
	1.35	-0.09	-17.28%	0.00	0.00%	-0.09	-17.47%	-0.21	-39.70%	0.11	20.62%
	1.50	-0.10	-17.28%	0.00	0.00%	-0.08	-13.00%	-0.27	-45.73%	0.74	126.56%

**C) Parámetros fijos: *Calado* y *Coeficiente de Seguridad***

## GRUPO C

MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

*III) Parámetros fijos: Calado = 2,00 m y SF = 1,20*

*III-A) Resultados obtenidos (I)*

TALUD (H/V)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.50/1	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	0.12
	2.00	0.10	0.15	0.09	0.10	
	3.00	0.27	0.42	0.32	0.28	
	4.00	0.56	0.85	0.75	0.58	
2.00/1	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.10	0.06	0.07	0.07
	3.00	0.21	0.27	0.19	0.18	0.25
	4.00	0.43	0.55	0.44	0.37	0.80
2.50/1	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.08	0.05	0.06	0.04
	3.00	0.19	0.23	0.15	0.16	0.14
	4.00	0.39	0.47	0.36	0.32	0.38
3.00/1	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00
	2.00	0.07	0.08	0.04	0.05	0.03
	3.00	0.18	0.21	0.14	0.14	0.11
	4.00	0.37	0.43	0.33	0.29	0.28

## GRUPO C

MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

*III) Parámetros fijos: Calado = 2,00 m y SF = 1,20*

*III-B) Resultados obtenidos (II)*

VELOCIDAD (m/sg)	TALUD (H/V)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.00	1.50/1	0.02	0.03	0.01	0.02	0.12
	2.00/1	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.50/1	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	3.00/1	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00
2.00	1.50/1	0.10	0.15	0.09	0.10	
	2.00/1	0.08	0.10	0.06	0.07	0.07
	2.50/1	0.07	0.08	0.05	0.06	0.04
	3.00/1	0.07	0.08	0.04	0.05	0.03
3.00	1.50/1	0.27	0.42	0.32	0.28	
	2.00/1	0.21	0.27	0.19	0.18	0.25
	2.50/1	0.19	0.23	0.15	0.16	0.14
	3.00/1	0.18	0.21	0.14	0.14	0.11
4.00	1.50/1	0.56	0.85	0.75	0.58	
	2.00/1	0.43	0.55	0.44	0.37	0.80
	2.50/1	0.39	0.47	0.36	0.32	0.38
	3.00/1	0.37	0.43	0.33	0.29	0.28

**GRUPO C**

**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**

***III) Parámetros fijos: Calado = 2,00 m y SF = 1,20***

***III-C) Incremento del tamaño de escollera en función del aumento de la velocidad de la corriente***

***a) Variación respecto al valor mínimo de la velocidad***

TALUD (H/V)	VELOCIDAD (m/sg)	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.50/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.08	465.69%	0.12	465.69%	0.08	836.21%	0.08	404.76%		
	3.00	0.25	1458.85%	0.39	1458.85%	0.31	3059.69%	0.26	1299.92%		
	4.00	0.54	3100.00%	0.83	3100.00%	0.74	7389.65%	0.56	2792.11%		
2.00/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.07	665.21%	0.08	386.15%	0.05	452.34%	0.06	561.28%	0.06	606.26%
	3.00	0.20	2008.68%	0.25	1239.69%	0.18	1764.16%	0.17	1703.12%	0.24	2538.37%
	4.00	0.42	4228.71%	0.53	2650.11%	0.43	4318.74%	0.36	3619.57%	0.79	8306.42%
2.50/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.06	585.53%	0.07	728.78%	0.04	356.01%	0.05	464.31%	0.03	572.39%
	3.00	0.18	1789.11%	0.22	2183.86%	0.14	1439.03%	0.15	1450.05%	0.13	2222.01%
	4.00	0.38	3777.96%	0.46	4588.32%	0.35	3548.07%	0.31	3080.28%	0.37	6260.98%
3.00/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.06	559.40%	0.07	664.54%	0.03	313.93%	0.04	410.12%	0.03	558.97%
	3.00	0.17	1717.10%	0.20	2006.82%	0.13	1297.00%	0.13	1314.99%	0.10	2119.67%
	4.00	0.36	3630.14%	0.42	4224.88%	0.32	3211.40%	0.28	2823.88%	0.28	5724.22%



**GRUPO C**

**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**

**III) Parámetros fijos: Calado = 2,00 m y SF = 1,20**

**III-C) Incremento del tamaño de escollera en función del aumento de la velocidad de la corriente**

**b) Variación respecto al valor inmediatamente inferior de la velocidad**

TALUD (H/V)	VELOCIDAD (m/sg)	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.50/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.08	465.69%	0.12	465.69%	0.08	836.21%	0.08	404.76%		
	3.00	0.17	175.57%	0.26	175.57%	0.22	237.50%	0.18	177.34%		
	4.00	0.29	105.28%	0.44	105.28%	0.43	137.04%	0.30	106.59%		
2.00/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.07	665.21%	0.08	386.15%	0.05	452.34%	0.06	561.28%	0.06	606.26%
	3.00	0.13	175.57%	0.17	175.57%	0.13	237.50%	0.11	172.67%	0.18	273.57%
	4.00	0.22	105.28%	0.28	105.28%	0.26	137.04%	0.19	106.29%	0.55	218.62%
2.50/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.06	585.53%	0.07	728.78%	0.04	356.01%	0.05	464.31%	0.03	572.39%
	3.00	0.12	175.57%	0.15	175.57%	0.11	237.50%	0.10	174.68%	0.10	245.34%
	4.00	0.20	105.28%	0.24	105.28%	0.21	137.04%	0.16	105.17%	0.24	173.94%
3.00/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00	0.06	559.40%	0.07	664.54%	0.03	313.93%	0.04	410.12%	0.03	558.97%
	3.00	0.12	175.57%	0.13	175.57%	0.10	237.50%	0.09	177.39%	0.08	236.84%
	4.00	0.19	105.28%	0.22	105.28%	0.19	137.04%	0.15	106.64%	0.17	162.39%

**GRUPO C**

**MÉTODOS:** U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

III) Parámetros fijos: Calado = 2,00 m y SF = 1,20

III-D) Disminución del tamaño de escollera en función de la variación del talud del canal

a) Variación respecto al valor del talud 2.00 / 1

VELOCIDAD (m/sg)	TALUD (H/V)	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.00	1.50/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00/1	0.00	0.00%	-0.01	-50.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	-37.96%
	2.50/1	0.00	0.00%	-0.01	-50.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	-49.69%
	3.00/1	0.00	0.00%	-0.01	-50.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	-49.69%
2.00	1.50/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00/1	-0.01	-10.41%	-0.01	-14.76%	-0.01	-17.44%	-0.01	-14.66%	-0.03	-40.94%
	2.50/1	-0.01	-13.83%	-0.02	-21.37%	-0.01	-25.06%	-0.02	-22.86%	-0.04	-53.05%
	3.00/1	-0.01	-13.83%	-0.02	-21.37%	-0.01	-25.06%	-0.02	-22.86%	-0.04	-53.05%
3.00	1.50/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00/1	-0.02	-10.41%	-0.04	-14.76%	-0.03	-17.44%	-0.03	-14.04%	-0.11	-45.40%
	2.50/1	-0.03	-13.83%	-0.06	-21.37%	-0.05	-25.06%	-0.04	-21.53%	-0.15	-57.67%
	3.00/1	-0.03	-13.83%	-0.06	-21.37%	-0.05	-25.06%	-0.04	-21.53%	-0.15	-57.67%
4.00	1.50/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.00/1	-0.05	-10.41%	-0.08	-14.76%	-0.08	-17.44%	-0.05	-14.50%	-0.43	-53.06%
	2.50/1	-0.06	-13.83%	-0.12	-21.37%	-0.11	-25.06%	-0.08	-21.39%	-0.52	-65.14%
	3.00/1	-0.06	-13.83%	-0.12	-21.37%	-0.11	-25.06%	-0.08	-21.39%	-0.52	-65.14%

**GRUPO C**

**MÉTODOS:** U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

III) *Parámetros fijos: Calado = 2,00 m y SF = 1,20*

*III-D) Disminución del tamaño de escollera en función de la variación del talud del canal*

*b) Variación respecto al valor inmediatamente inferior del talud*

VELOCIDAD (m/sg)	TALUD (H/V)	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.00	1.50/1										
	2.00/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.50/1	0.00	0.00%	-0.01	-50.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	-37.96%
	3.00/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	-18.90%
2.00	1.50/1										
	2.00/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.50/1	-0.01	-10.41%	-0.01	-14.76%	-0.01	-17.44%	-0.01	-14.66%	-0.03	-40.94%
	3.00/1	0.00	-3.81%	-0.01	-7.75%	0.00	-9.23%	-0.01	-9.60%	-0.01	-20.51%
3.00	1.50/1										
	2.00/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.50/1	-0.02	-10.41%	-0.04	-14.76%	-0.03	-17.44%	-0.03	-14.04%	-0.11	-45.40%
	3.00/1	-0.01	-3.81%	-0.02	-7.75%	-0.01	-9.23%	-0.01	-8.71%	-0.03	-22.47%
4.00	1.50/1										
	2.00/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%
	2.50/1	-0.05	-10.41%	-0.08	-14.76%	-0.08	-17.44%	-0.05	-14.50%	-0.43	-53.06%
	3.00/1	-0.01	-3.81%	-0.04	-7.75%	-0.03	-9.23%	-0.03	-8.06%	-0.10	-25.74%

## GRUPO C

MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

*III) Parámetros fijos: Calado = 2,00 m y SF = 1,20*

*III-E) Variación del tamaño de escollera respecto al método USCOE (K1(2)) (I)*

TALUD (H/V)	VELOCIDAD (m/sg)	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.50/1	1.00	-0.01	-34.64%	0.00	0.00%	-0.02	-62.52%	-0.01	-25.04%		
	2.00	-0.05	-34.64%	0.00	0.00%	-0.06	-37.97%	-0.05	-33.11%		
	3.00	-0.14	-34.64%	0.00	0.00%	-0.10	-24.03%	-0.14	-32.68%		
	4.00	-0.30	-34.64%	0.00	0.00%	-0.10	-12.28%	-0.28	-32.25%		
2.00/1	1.00	-0.01	-50.00%	0.00	0.00%	-0.01	-50.00%	-0.01	-50.00%	-0.01	-52.20%
	2.00	-0.02	-21.30%	0.00	0.00%	-0.04	-43.19%	-0.03	-31.99%	-0.03	-30.56%
	3.00	-0.06	-21.30%	0.00	0.00%	-0.08	-30.43%	-0.09	-32.70%	-0.02	-5.86%
	4.00	-0.12	-21.30%	0.00	0.00%	-0.11	-19.66%	-0.18	-32.37%	0.25	46.12%
2.50/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	-40.69%
	2.00	-0.01	-17.28%	0.00	0.00%	-0.04	-44.98%	-0.03	-31.91%	-0.04	-51.88%
	3.00	-0.04	-17.28%	0.00	0.00%	-0.07	-32.61%	-0.07	-32.13%	-0.09	-39.70%
	4.00	-0.08	-17.28%	0.00	0.00%	-0.10	-22.19%	-0.15	-32.17%	-0.09	-19.53%
3.00/1	1.00	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	-0.01	-51.90%
	2.00	-0.01	-13.75%	0.00	0.00%	-0.04	-45.86%	-0.03	-33.28%	-0.04	-58.54%
	3.00	-0.03	-13.75%	0.00	0.00%	-0.07	-33.69%	-0.07	-32.84%	-0.10	-49.32%
	4.00	-0.06	-13.75%	0.00	0.00%	-0.10	-23.43%	-0.14	-32.39%	-0.15	-35.22%

## GRUPO C

MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

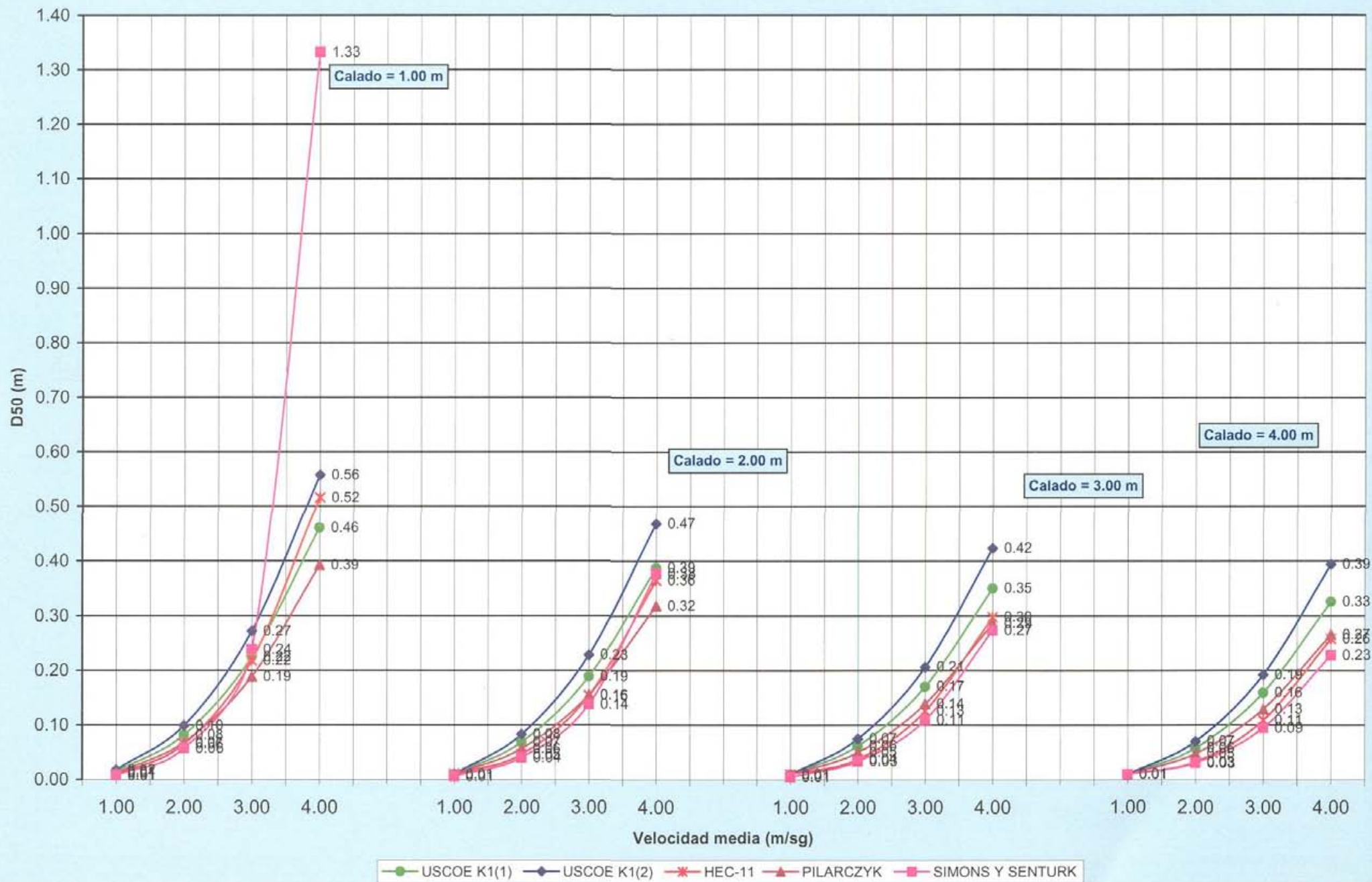
*III) Parámetros fijos: Calado = 2,00 m y SF = 1,20*

*III-F) Variación del tamaño de escollera respecto al método USCOE (K1(2)) (II)*

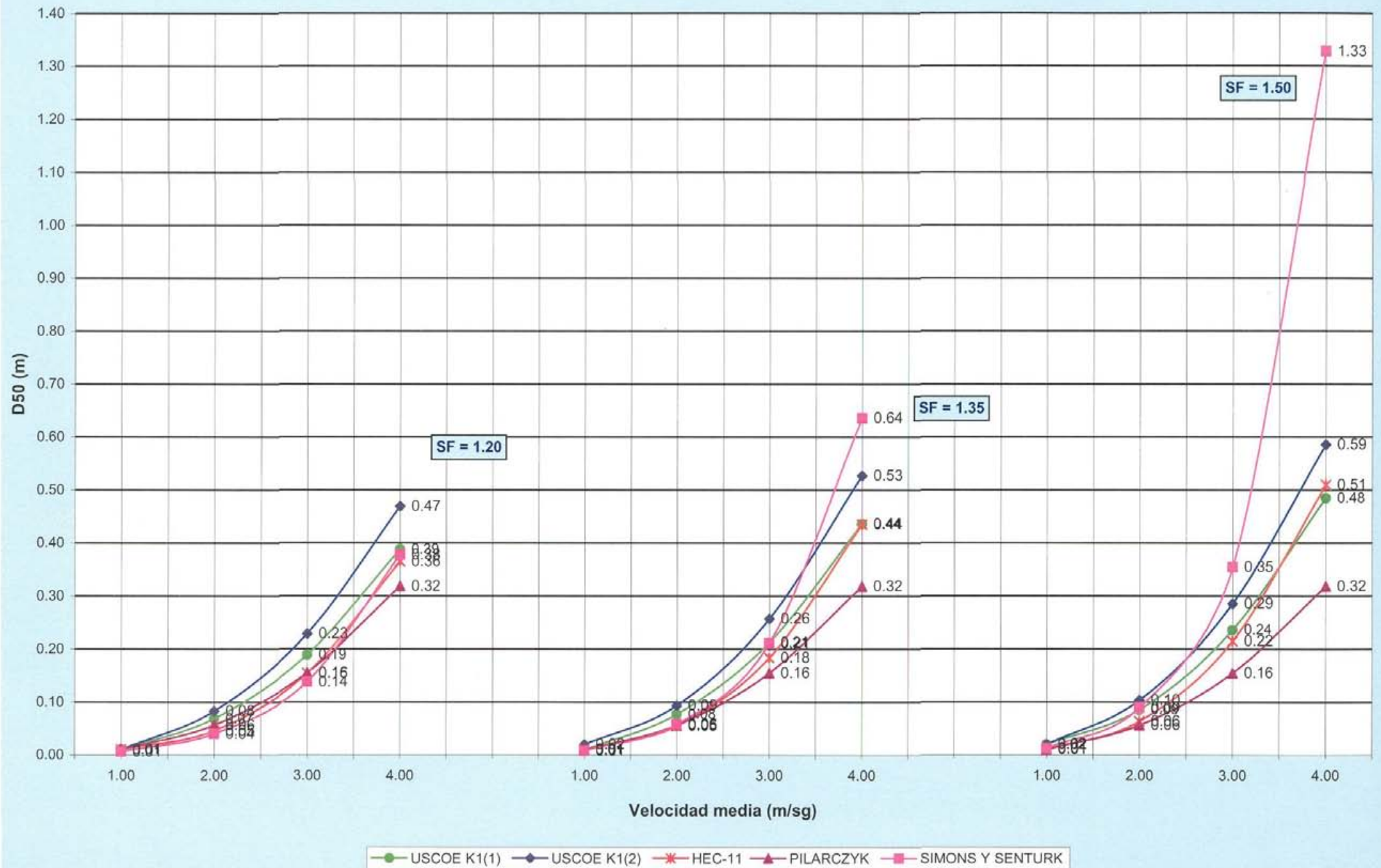
VELOCIDAD (m/sg)	TALUD (H/V)	USCOE K1(1)		USCOE K1(2)		HEC-11		PILARCZYK		SIMONS Y SENTURK	
		m	%	m	%	m	%	m	%	m	%
1.00	1.50/1	-0.01	-34.64%	0.00	0.00%	-0.02	-62.52%	-0.01	-25.04%		
	2.00/1	-0.01	-50.00%	0.00	0.00%	-0.01	-50.00%	-0.01	-50.00%	-0.01	-52.20%
	2.50/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	-40.69%
	3.00/1	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	-0.01	-51.90%
2.00	1.50/1	-0.05	-34.64%	0.00	0.00%	-0.06	-37.97%	-0.05	-33.11%		
	2.00/1	-0.02	-21.30%	0.00	0.00%	-0.04	-43.19%	-0.03	-31.99%	-0.03	-30.56%
	2.50/1	-0.01	-17.28%	0.00	0.00%	-0.04	-44.98%	-0.03	-31.91%	-0.04	-51.88%
	3.00/1	-0.01	-13.75%	0.00	0.00%	-0.04	-45.86%	-0.03	-33.28%	-0.04	-58.54%
3.00	1.50/1	-0.14	-34.64%	0.00	0.00%	-0.10	-24.03%	-0.14	-32.68%		
	2.00/1	-0.06	-21.30%	0.00	0.00%	-0.08	-30.43%	-0.09	-32.70%	-0.02	-5.86%
	2.50/1	-0.04	-17.28%	0.00	0.00%	-0.07	-32.61%	-0.07	-32.13%	-0.09	-39.70%
	3.00/1	-0.03	-13.75%	0.00	0.00%	-0.07	-33.69%	-0.07	-32.84%	-0.10	-49.32%
4.00	1.50/1	-0.30	-34.64%	0.00	0.00%	-0.10	-12.28%	-0.28	-32.25%		
	2.00/1	-0.12	-21.30%	0.00	0.00%	-0.11	-19.66%	-0.18	-32.37%	0.25	46.12%
	2.50/1	-0.08	-17.28%	0.00	0.00%	-0.10	-22.19%	-0.15	-32.17%	-0.09	-19.53%
	3.00/1	-0.06	-13.75%	0.00	0.00%	-0.10	-23.43%	-0.14	-32.39%	-0.15	-35.22%

#### **5.4.3.4.- Representación gráfica**

**GRUPO C**  
**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**  
**i) TALUD: 2.50 / 1 SF = 1.20**

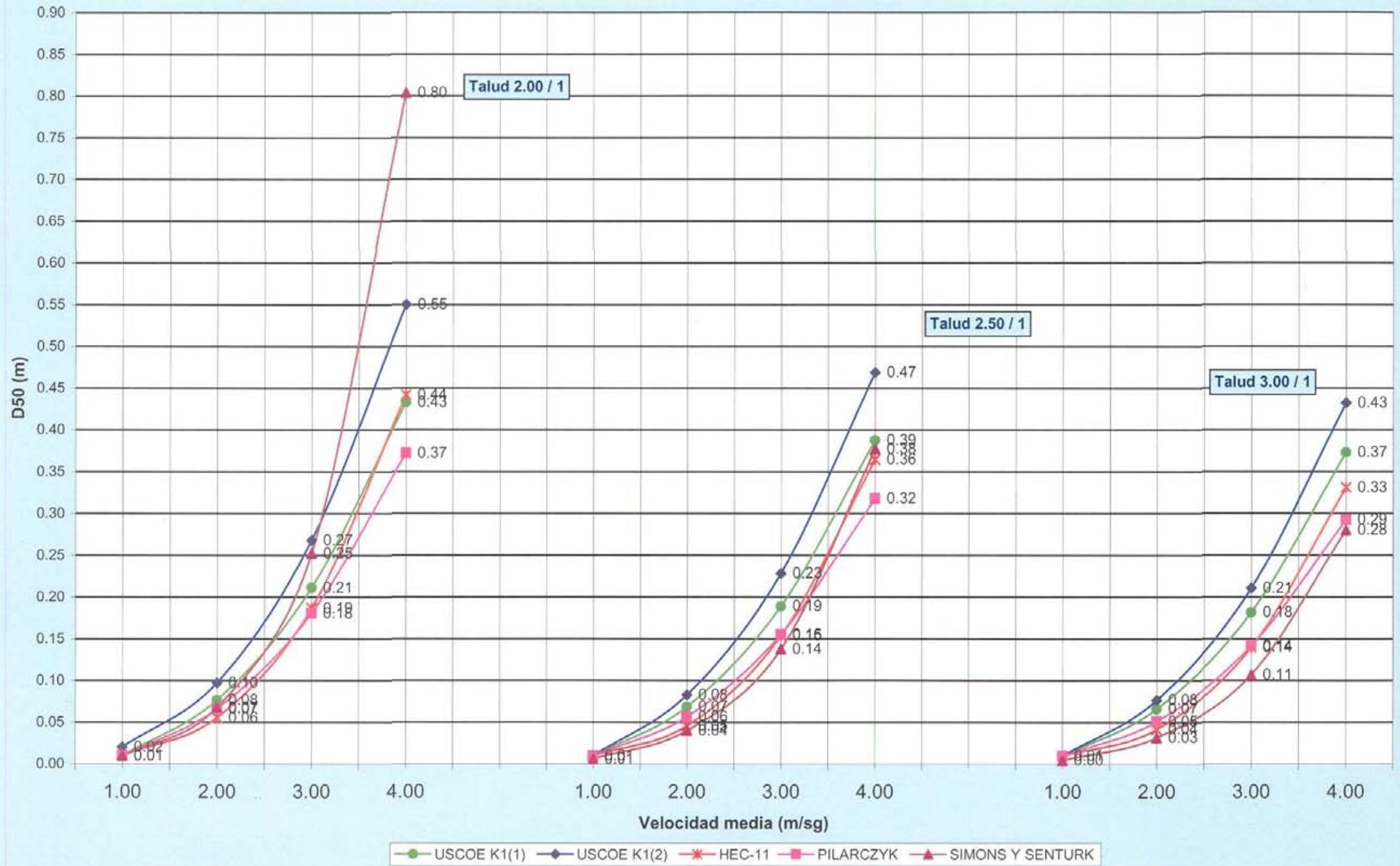


**GRUPO C**  
**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**  
**ii) TALUD 2.50 / 1    CALADO = 2,00 m**





**GRUPO C**  
**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**  
 iii) CALADO = 2,00 m    SF = 1.20



# CAPÍTULO 6

## FLUJO EN CURVAS

### 6.1.- Introducción

El flujo en canales que presentan curvas en su trazado está bajo la influencia de la aceleración centrífuga, la cual induce en éste dos tipos de fenómenos:

- Corrientes o movimientos en espiral
- Sobreelevación en la superficie del flujo

El movimiento en espiral, también conocido como movimiento helicoidal, corrientes secundarias ó circulación transversal, se produce en dirección normal al flujo primario (flujo longitudinal). Esta circunstancia es debida a la diferencia en aceleración centrífuga  $u^2/r$  ( siendo  $u$  la velocidad longitudinal y  $r$  el radio de curvatura ) a lo largo de una línea vertical de flujo provocada por la viscosidad del fluido (ver figura 6.1). Para un fluido no viscoso, sin perfil de velocidad, el movimiento helicoidal no se desarrolla.

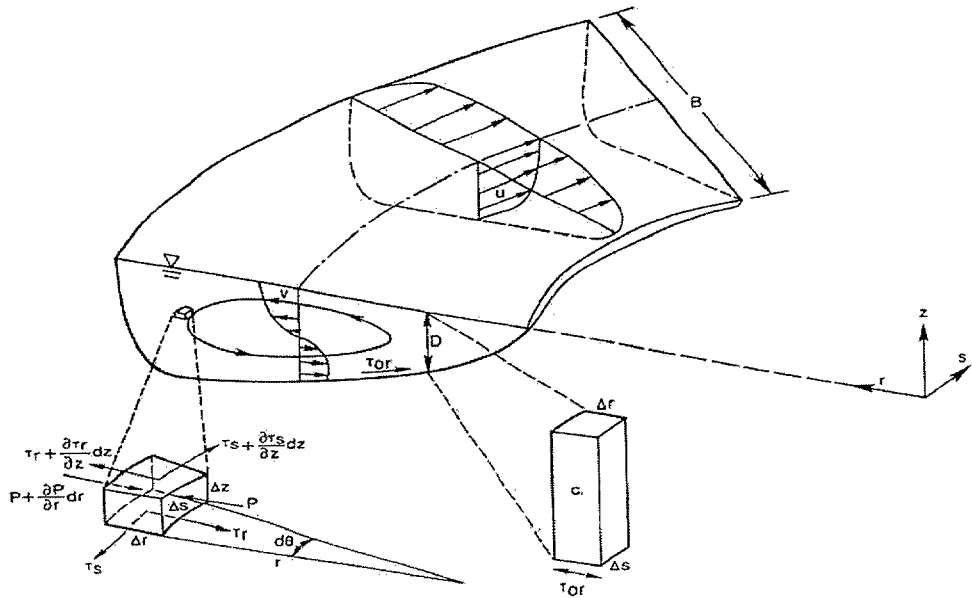


Figura 6.1.- Esquema de flujo en un canal curvo

El flujo en espiral en canales curvos, descrito por primera vez por Thompson en 1876, se piensa que es debido principalmente a:

- Fricción en las paredes del canal, la cual causa velocidades mayores en los filamentos de flujo situados cerca del centro del canal que cerca de las paredes.
- Fuerza centrífuga, la cual deflece las partículas de agua desde un movimiento en línea recta.
- Distribución vertical de velocidades existente en el tramo de aproximación, y que inicia un movimiento en espiral en el flujo.

La fuerza centrífuga también es responsable de la sobreelevación que se produce en la superficie del flujo.

En general, se ha comprobado que hacia aguas abajo una curva hacia la derecha causa un movimiento espiral en sentido contrario al de las agujas del reloj, en tanto que un canal curvo hacia la izquierda causa una espiral en el sentido de las agujas del reloj. Si a la curva le sigue una tangente larga, el flujo espiral desarrollado en la curva persistirá a lo largo de cierta distancia hacia aguas abajo.

El patrón real de un flujo en espiral es complicado y tridimensional, y para registrarlo es conveniente utilizar un instrumento especial diseñado para medir directamente las componentes de velocidad en diferentes planos coordenados, como la esfera de Pitot diseñada por Shukry.

El flujo en espiral existe también en canales rectos, aunque con mucho menor desarrollo que en el caso de las curvas donde el efecto inducido por la fuerza centrífuga es muy pronunciado e irregular a lo largo de las mismas. Esto hace que el flujo espiral en el tramo recto de aproximación interfiera con el generado en la curva. Una vez dentro de la curva, el flujo espiral empieza a crecer, aunque debido al cambio de curvatura que se produce en los ríos, este flujo sufre constantes crecimientos y decrecimientos a lo largo de la misma, pudiendo incluso llegar a alcanzarse una condición de equilibrio en la cual las condiciones del flujo se mantienen constantes de sección a sección. El patrón normal es que las corrientes secundarias más fuertes aparezcan muy próximas al margen exterior de la curva en la sección media de la misma, con una dirección general hacia el exterior de ésta. A partir de esta sección, su dirección y posición cambian gradualmente hasta alcanzar la salida de la curva, donde las corrientes secundarias se aproximan ahora a la margen interna con una inclinación hacia arriba.

Con objeto de cuantificar la magnitud y el efecto del flujo en espiral en diferentes curvas y para varias condiciones de flujo, Shukry utilizó el término conocido como **potencia de un**

**flujo espiral**, el cual se define como la *relación porcentual entre la energía cinética media del movimiento lateral y la energía cinética total de flujo de una sección transversal determinada*.

La expresión de ésta viene dada por:

$$S_{xy} = \frac{V_{xy}^2}{V^2} \times 100 \quad (6.1)$$

siendo:

$V_{xy}$  : vector de velocidad media proyectado en el plano xy

$V$  : velocidad media en la sección

En el caso de un flujo con todas sus líneas de corriente paralelas al canal,  $S_{xy} = 0$

De los resultados experimentales obtenidos por Shukry para flujo subcrítico a lo largo de una curva en una canaleta rectangular de acero, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- a)  $S_{xy}$  es comparativamente alto para un radio R bajo en el flujo de aproximación, pero disminuye de manera considerable al aumentar R.
- b)  $S_{xy}$  disminuye de manera gradual con el aumento de la relación radio-anchura ( $r_o/b$ ), obteniendo su magnitud mínima (efecto mínimo de la curva) para un valor  $r_o/b = 3.0$ .
- c)  $S_{xy}$  disminuye a medida que la relación calado/anchura ( $y/b$ ) aumenta.
- d)  $S_{xy}$  aumenta a medida que el ángulo de desviación  $\theta$  de la curva se hace más grande.
- e) La energía cinética de las corrientes laterales en una curva es relativamente pequeña comparada con la energía de las corrientes longitudinales y, en consecuencia, juega un menor papel en la pérdida de energía debida a la resistencia de la curva.

El flujo espiral existe tanto en ríos naturales como en canales artificiales. Sin embargo, éste puede no existir en un canal curvo si la potencia del flujo espiral es tan débil que su efecto quede prácticamente eliminado por la fricción del canal, como en el caso de muchos ríos naturales donde la relación profundidad-anchura es pequeña ( $S_{xy}$  pequeño), y donde las fuerzas que tienden a producir el flujo en espiral son sobrepasadas por las fuerzas debidas a la rugosidad del lecho y las márgenes.

## 6.2.- Ecuaciones básicas

Las ecuaciones del movimiento y de continuidad para canales curvos fueron desarrolladas, entre otros, por Rozovskii (1957), Rouse (1959) y Schlichting (1968).

El análisis del flujo en curvas que se expone a continuación es válido únicamente para condiciones de flujo subcrítico y distribución hidrostática de presiones. En ríos, el calado es generalmente mucho menor que la anchura del cauce y el radio de curvatura, por lo que considerando un canal ancho se puede prescindir en el análisis de los efectos producidos por la cercanía de los márgenes.

Para la obtención de la ecuación del movimiento, se considera un elemento diferencial de fluido con dimensiones  $\Delta s$ ,  $\Delta r$  y  $\Delta z$ , como el mostrado en la *figura 6.1*. Aplicando la 2ª ley de Newton con una referencia inercial y en términos de momento, se puede escribir:

$$dF = dm \frac{DU}{Dt} \quad (6.2)$$

siendo:

$F$ : vector fuerza

$U$ : vector velocidad

$t$ : tiempo

$m$ : masa del elemento diferencial  $\Delta s \Delta r \Delta z$

Esta masa es una parte del campo de velocidades  $U$ , la cual puede escribirse en función de sus componentes tangencial, radial y vertical:

$$U = ui_s + vi_r + wi_z \quad (6.3)$$

siendo:

$u, v, w$  : componentes de la velocidad

$i_s, i_r, i_z$  : vectores unitarios en las direcciones respectivas  $s, r$  y  $z$

La parte derecha de la ecuación (6.2) es la derivada más importante, es decir la derivada siguiendo el movimiento del elemento diferencial de fluido, cuyas componentes en coordenadas cilíndrico-polares son las siguientes:

$$a_s = \frac{Du}{Dt} = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial r} + w \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{uv}{r} \quad (6.4)$$

$$a_r = \frac{Dv}{Dt} = \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial r} + w \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{u^2}{r} \quad (6.5)$$

El vector fuerza,  $dF$ , que actúa sobre el elemento de fluido incluye presión superficial y esfuerzo cortante superficial. La ecuación (6.5) incluye la aceleración centrífuga, y por tanto la fuerza centrípeta. Los componentes de la fuerza en dirección tangencial están formados por un componente de peso del fluido,  $\rho g S \Delta s \Delta r \Delta z$  (siendo  $S$  la pendiente longitudinal), y la fuerza debida a la tensión tractiva (esfuerzo cortante), la cual viene dada por:

$$\left[ \left( \tau_s + \frac{\partial \tau_s}{\partial z} dz \right) - \tau_s \right] ds dr = \frac{\partial \tau_s}{\partial z} ds dr dz \quad (6.6)$$

En el caso de canales anchos, otras fuerzas tangenciales de superficie se consideran despreciables. Sustituyendo estas fuerzas en la dirección tangencial, y la ecuación (6.4) en la ecuación (6.2), se obtiene la siguiente ecuación para la dirección  $s$ :

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial s} + u \frac{\partial u}{\partial r} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{uv}{r} + gS + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_s}{\partial z} \quad (6.7)$$

La fuerza neta de presión en la dirección radial es atribuida a la superelevación, la cual es la causa de la diferencia de presión hidrostática existente en las caras del prisma

$$\left[ P - \left( P + \frac{\partial P}{\partial r} dr \right) \right] ds dz = -\rho g S_r ds dr dz \quad (6.8)$$

siendo:

$S_r$  : pendiente transversal de la superficie del agua

La componente radial de la fuerza tractiva ó esfuerzo cortante es:

$$\left[ \left( \tau_r + \frac{\partial \tau_r}{\partial z} dz \right) - \tau_r \right] ds dr = \frac{\partial \tau_r}{\partial z} ds dr dz \quad (6.9)$$

ya que las demás fuerzas radiales en superficie son despreciables para casos de canales anchos.

Sustituyendo las componentes en dirección radial de la fuerza de las ecuaciones (6.5), (6.8) y (6.9) en la ecuación (6.2), se obtiene una ecuación en la dirección  $r$ :

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial r} + w \frac{\partial v}{\partial z} = \frac{v^2}{r} - g S_r + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_r}{\partial z} \quad (6.10)$$

La ecuación de continuidad tiene la forma:

$$\frac{\partial v}{\partial r} + \frac{v}{r} + \frac{\partial v}{\partial s} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (6.11)$$

La inclinación transversal de la superficie del flujo, ó *superelevación*, en una curva de un canal puede ser obtenida a partir del balance de fuerzas radiales actuando en una columna de fluido de profundidad  $D$ . Si se desprecia la fuerza transversal debida a la inclinación del lecho, entonces la fuerza de presión asociada con la inclinación transversal se equilibra con la fuerza centrípeta, es decir:

$$\int_0^D \frac{v^2}{r} \rho ds dr dz - \rho g S_r ds dr dz = 0 \quad (6.12)$$

Despejando:

$$S_r = \frac{\int_0^D u^2 dz}{gr} = \frac{C_r U^2}{gr} \quad (6.13)$$

siendo:

$C_r$ : factor de corrección

$U$ : velocidad media local usada en sustitución de la velocidad local  $u$

Asumiendo un valor de  $C_r = 1$ , la superelevación  $\Delta Z$  que se produce entre el margen exterior e interior del canal, puede escribirse de manera aproximada como:

$$\Delta Z = \int_{r_1}^{r_2} S_r dr = \int_{r_1}^{r_2} \frac{U^2}{gr} dr \approx \frac{\overline{U^2} B}{gr_c} \quad (6.14)$$

siendo:

$r_1$ : radio interior de la curva

$r_2$ : radio exterior de la curva

$r_c$ : radio medio de la curva

$B$ : anchura de la sección

$U$ : velocidad media en la sección transversal

### 6.3.- Sobreelevación

Existen gran cantidad de estudios acerca de la sobreelevación en la superficie del agua a lo largo de un canal curvo.

A) **Estudios experimentales de Shukry.** Los resultados de estos estudios muestran que la trayectoria de la línea de máxima velocidad en un canal curvo se desvía de su curso normal en una sección aguas arriba de la curva (figura 6.2)

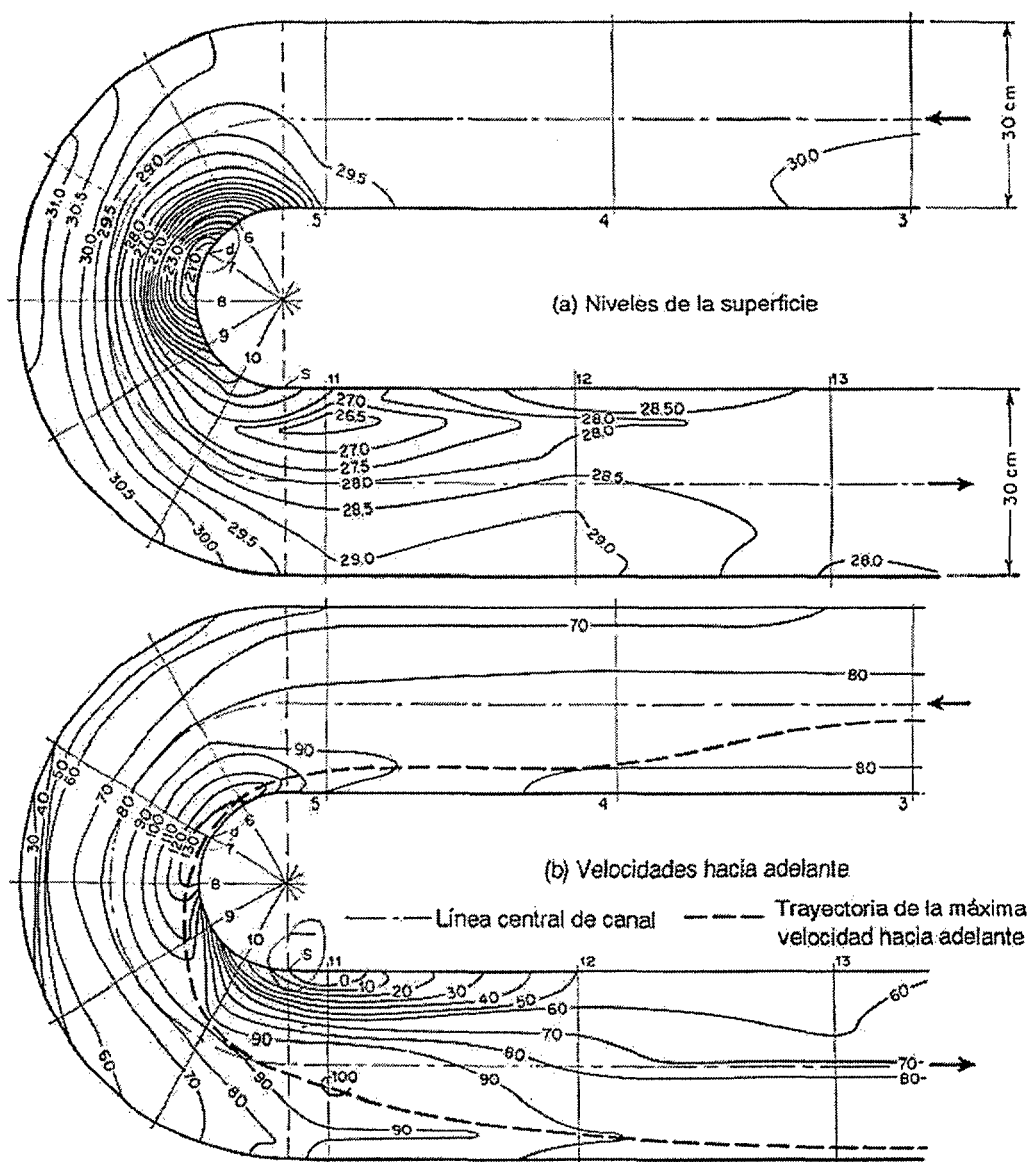


Figura 6.2.- Líneas de contorno para niveles superficiales iguales y para velocidades hacia adelante en el flujo a lo largo de una curva de 180° (según A. Shukry)



En el punto  $d$  la trayectoria casi toca la pared interna del canal, alcanzando la superficie del agua su nivel mínimo. A partir del punto  $d$ , la trayectoria se mueve gradualmente hacia fuera hasta que cruza la línea central en la sección que pasa por el punto de separación  $s$ . Para diferentes curvas en diferentes condiciones de flujo, el punto  $d$  de máxima depresión superficial y el punto de separación  $s$  se localizaron como se muestra en la *tabla 6.1*, en la cuál las posiciones de los dos puntos están dadas en términos de la relación de sus ángulos  $\theta_d$  y  $\theta_s$ , medidos desde la entrada de la curva, con respecto al ángulo total  $\theta$  de la curva.

**Tabla 6.1.- Localización de los puntos de máxima depresión superficial (punto  $d$  en la figura 6.2) y puntos de separación (punto  $s$  en la figura 6.2) para parámetros variables, excepto para  $y/b = 100$**

Parámetro	R = 10,500		R = 21,000		R = 31,500		R = 52,500		R = 73,500	
	$\theta_d/\theta$	$\theta_s/\theta$	$\theta_d/\theta$	$\theta_s/\theta$	$\theta_d/\theta$	$\theta_s/\theta$	$\theta_d/\theta$	$\theta_s/\theta$	$\theta_d/\theta$	$\theta_s/\theta$
$r_c/b$	(A) $\theta/180^\circ = 0.50$ , una constante									
0.500	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
1.00	0.111	0.250	0.189	0.500	0.250	0.611	0.306	0.889	0.667	1.000
2.00	0.033	†	0.067	†	0.100	†	0.133	†	0.333	†
3.00	0.000	†	0.000	†	0.044	†	0.056	†	0.167	†
$\theta/180^\circ$	(B) $r_c/b = 1.00$ , una constante									
0.25	0.111	0.222	0.333	0.667	0.333	0.667	0.400	0.710	0.556	0.889
0.50	0.111	0.250	0.189	0.500	0.250	0.611	0.306	0.889	0.667	1.000
0.75	0.148	0.333	0.185	0.445	0.296	0.556	0.371	0.926	0.445	1.000
1.00	0.056	0.778	0.111	0.778	0.167	0.805	0.278	0.833	0.333	1.000

\* Según A. Shukry [2]

† Sin separación

En caso de flujo *subcrítico*, la distribución de velocidades hacia delante y el perfil de la superficie del agua en la sección de máxima depresión superficial pueden estimarse suponiendo una distribución de velocidades teórica del tipo de vórtice libre. Aplicando la ley del movimiento de vórtice libre, se puede escribir la siguiente expresión:

$$v_z = \frac{C}{r} \quad (6.15)$$

siendo:

$V_z$ : velocidad de un filamento hacia delante en la curva

$r$  : distancia radial desde el centro de curvatura

$C$  : constante de circulación del movimiento de vórtice libre

A partir de la expresión de la velocidad promedio hacia delante:

$$V_z = \frac{\int_{r_i}^{r_o} (C/r) dr}{r_o - r_i} = \frac{C}{r_o - r_i} \ln \frac{r_o}{r_i} \quad (6.16)$$

y de la de la profundidad del flujo promedio:

$$y_m = \frac{\int_{r_i}^{r_o} y dr}{r_o - r_i} = \frac{\int_{r_i}^{r_o} (E - C^2 / 2gr^2) dr}{r_o - r_i} = E - \frac{C^2}{2gr_o r_i} \quad (6.17)$$

en combinación con la ecuación de Bernoulli:

$$y = E - \frac{v_z^2}{2g} \quad (6.18)$$

se puede obtener la expresión de la *sobreelevación* de la superficie del agua:

$$\Delta h = \frac{C^2}{2gr_o^2 r_i^2} (r_o^2 - r_i^2) \quad (6.19)$$

siendo:

$r_o$ : radio exterior de la curva

$r_i$ : radio interior de la curva

La aplicación de las ecuaciones anteriores requiere primeramente la determinación de la posición del punto  $d$  con ayuda de la *tabla 6.1*. El método es razonablemente acertado para curvas con ángulos mayores de 90°. En el caso de ángulos menores, es necesario aplicar un factor de corrección a la constante de circulación.

B) **Aplicación de ecuaciones menos exactas pero más simples**, basadas en la aplicación de la segunda ley del movimiento de Newton, a la acción centrífuga en la curva.

- i) Suponiendo que todas las velocidades de los filamentos en la curva son iguales a la velocidad media  $V_z$ , y que todas las líneas de corriente tienen un radio de curvatura  $r_c$ , se demuestra que la superficie transversal del agua debe ser una línea recta, obteniéndose una ecuación simple para la sobreelevación:

$$\Delta h = \frac{V_z^2 b}{g r_c} \quad (6.20)$$

siendo:

$r_c$ : radio central de la curva

$b$ : anchura del canal

- ii) **Grashof**, al aplicar la segunda ley de Newton a cada línea de corriente e integrar a través de toda la sección del canal, demostró que el perfil de la superficie transversal era una curva logarítmica, y obtuvo la siguiente expresión para la sobreelevación:

$$\Delta h = 2.30 \frac{V_z^2}{g} \log \frac{r_0}{r_i} \quad (6.21)$$

- iii) **Woodward** supuso que la velocidad variaba de acuerdo a una curva parabólica entre un valor cero en los márgenes y un valor  $V_{m\acute{a}x}$ . en el centro. Aplicando la segunda ley de Newton obtuvo la siguiente ecuación para la sobreelevación:

$$\Delta h = \frac{V_{max}^2}{g} \left[ \frac{20}{3} \frac{r_c}{b} - 16 \frac{r_c^3}{b^3} + \left( \frac{4r_c^2}{b^2} - 1 \right)^2 \ln \frac{2r_c + b}{2r_c - b} \right] \quad (6.22)$$

### iii) **Método de Kozeny**

En el caso de flujo turbulento, el método se basa en los siguientes supuestos:

- i) La pérdida de energía  $h_r^c$ , a lo largo de una línea de corriente  $s$ , se expresa cómo:

$$S_e = \frac{h_r^c}{L_c} = \lambda u_s^2 \quad (6.23)$$

siendo:

$\lambda$  : factor de proporcionalidad

$L_c = \alpha r$  ; longitud de la curva

$\alpha$  : ángulo

$r$  : radio de la curva

Teniendo en cuenta esto, se puede escribir:

$$u_s = \sqrt{\frac{h_r^c}{\lambda \alpha}} \sqrt{\frac{1}{r}} = \frac{\kappa}{\sqrt{r}} \quad (6.24)$$

ii) Cómo la velocidad axial es diferente a la velocidad media en una sección, la expresión para la distribución de velocidades en una sección es:

$$\frac{u_s}{u_a} = \sqrt{\frac{r_0}{r}} \quad (6.25)$$

siendo:

$u_s$  : velocidad a lo largo de una línea de corriente s

$u_a$  : velocidad en la línea central de corriente (velocidad axial)

$r_0$  : radio central de la curva

$r$  : radio interior de la curva

iii) Las velocidades en el interior y exterior de una curva, se pueden calcular de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$u_2 = u_a \sqrt{\frac{r_2}{r_1}} \quad ; \quad u_1 = u_a \sqrt{\frac{r_0}{r_1}} \quad (6.26)$$

siendo:

$r_2$  : radio exterior de la curva

$r_1$  : radio interior de la curva

iv) La sobreelevación (ver *figura 6.3*) viene dada por la expresión:

$$\Delta z = \frac{u_1^2}{2g} - \frac{u_2^2}{2g} = \frac{u_a^2}{2g} \left( \frac{r_0}{r_1} - \frac{r_0}{r_2} \right) \quad (6.27)$$

llamando  $B$  a la anchura de la curva,  $B = r_2 - r_1$ , la ecuación anterior se puede simplificar, quedando:

$$\Delta z = \frac{B r_0}{r_1 r_2} \frac{U^2}{2g} \quad (6.28 a)$$

y si la anchura del canal es pequeña comparada con el radio de la curva,  $r_0$ , la expresión anterior admite una nueva simplificación:

$$\Delta z = \frac{B}{r_0} \frac{U^2}{2g} \quad (6.28 b)$$

- v) El perfil transversal de la superficie del agua en la curva presenta una forma convexa. Las diferencias de altura entre los extremos y el eje, para dicha superficie, vienen dadas por las siguientes expresiones:

$$\Delta z_2 = \frac{U^2}{2g} \left( 1 - \frac{r_0}{r_2} \right) \quad (6.29 a)$$

$$\Delta z_1 = \frac{U^2}{2g} \left( \frac{r_0}{r_1} - 1 \right) \quad (6.29 b)$$

la superelevación total,  $\Delta z = \Delta z_1 + \Delta z_2$ , dada por la ecuación (6.28 a) presenta un valor máximo,  $\Delta z = \Delta z_{max}$ , localizado generalmente en la entrada de la curva para casos de flujo subcrítico, y en la salida de la misma para casos de flujo supercrítico.

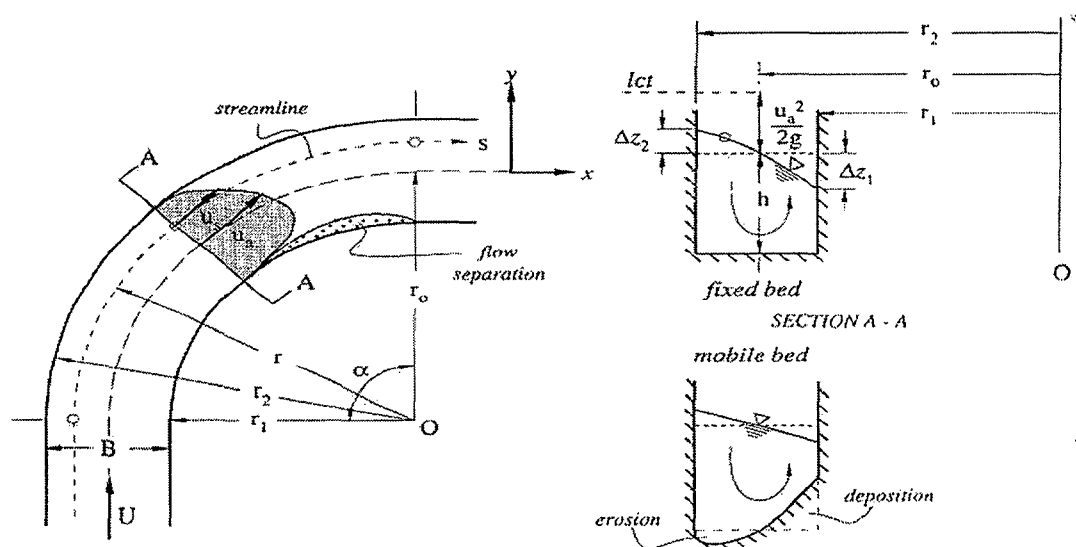


Figura 6.3.- Flujo en una curva

vi) Graff define también un coeficiente de sobreelevación de la forma siguiente:

$$K^C = \frac{\Delta z}{\left( U^2 / 2g \right)} \quad (6.30)$$

De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis de curvas en canales naturales y artificiales, *Apmann* obtuvo la siguiente expresión para el mismo coeficiente:

$$K^C = \frac{5}{4} \operatorname{tgh} \left( \frac{r_0 \alpha}{B} \right) \ln \left( \frac{r_2}{r_1} \right) \quad (6.31)$$

vii) El concepto de sobreelevación puede ser usado también para el cálculo del caudal de acuerdo a la siguiente expresión, obtenida también por *Apmann*:

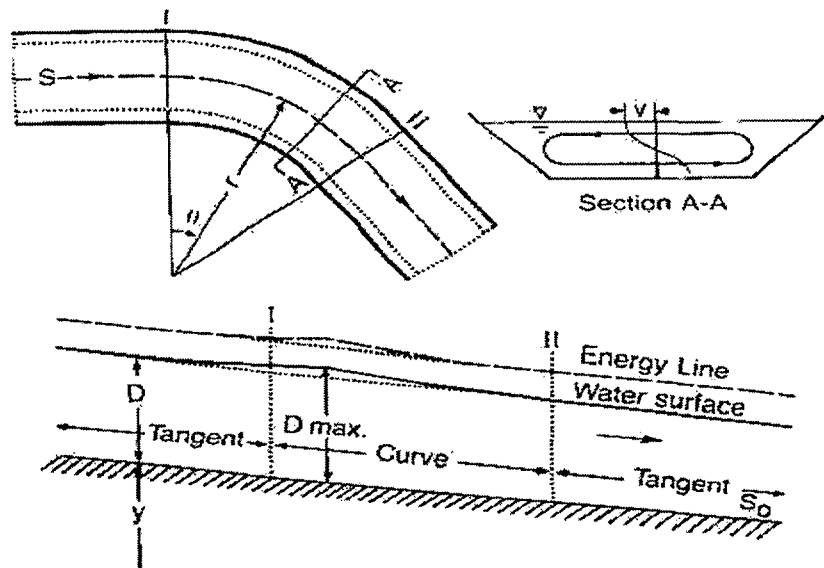
$$Q = A \sqrt{2g \Delta z / K^C} \quad (6.32)$$

viii) La sobreelevación en el exterior de las curvas es la causa de la formación de corrientes secundarias, las cuales se superponen a la corriente principal, creando el flujo helicoidal. En casos de lechos erosionables, la erosión tiene lugar en el exterior de la curva, existiendo sedimentación en el interior de la misma (ver *figura 6.3*)

## 6.4.- Pérdida de energía en curvas

La cantidad de energía perdida por el flujo en una curva de un canal es objeto de numerosas investigaciones debido tanto al importante papel que juega en los procesos asociados a ríos aluviales como a su necesidad a la hora de tratar de explicar el funcionamiento de un cauce desde el punto de vista energético. El efecto de una curva, según Chow (1959), es similar al producido por un incremento de la rugosidad en un tramo recto de un canal. Sin embargo, la energía disipada en un tramo curvo de un canal es mayor que la disipada en un tramo recto con el mismo calado, velocidad y rugosidad de la superficie. La presencia de una curva en un canal con flujo subcrítico tiene un efecto de remanso similar al provocado por un vertedero o una presa (*figura 6.4*). El remanso representa un almacenamiento aguas arriba o incremento de la energía potencial destinado a suplir la pérdida de energía extraordinaria que tiene lugar aguas abajo a lo largo de la curva. Este incremento de la pérdida de energía a lo largo del tramo curvo de un canal puede atribuirse a las causas siguientes:

- a) Fricción interna en el fluido provocada por las corrientes secundarias que se originan en la curva.
- b) Resistencia en el contorno asociada con esfuerzo cortante transversal
- c) Remolinos que surgen como consecuencia de la separación de flujo que ocurre en curvas pronunciadas.
- d) Rápidos repentinos que ocurren en corrientes con números de Froude elevados.



**Figura 6.4.- Esquema de flujo en un tramo curvo de un canal**

Los diferentes aspectos relacionados con la pérdida de energía en curvas han sido estudiados por diversos autores, tales como *Bagnold (1960)*, *Leopold et al. (1960)*, *Rozovski (1957)*, *Ippen and Drinker (1962)*, *Yen (1965)*, *Hayat (1965)*, *Soliman and Tinney (1968)*, *Chang (1983)* y *Pang (1983)*, entre otros.

Otros estudios, tanto de campo como de laboratorio, realizados por *Leopold et al. (1964)*, *Bagnold (1960)* y *Toebe and Sooky (1966)*, encontraron que a igualdad de otros factores, los tramos meandriformes de los ríos tenían una pendiente mayor que los tramos rectos debido a la necesidad de vencer la resistencia adicional ofrecida por la curvatura. Estos estudios también demostraron que la pérdida de energía en canales meandriformes está relacionada con la curvatura del canal, calado del flujo, número de Froude y otras variables. Los datos obtenidos indican que la pérdida de energía debida únicamente a la curvatura es del mismo orden de magnitud que la debida a la resistencia longitudinal.

A continuación se describen con mayor detalle algunas aproximaciones al tema por diversos autores de los mencionados.

- **Aproximación de Rozovskii**

Rozovskii realizó, en 1957, análisis de pérdidas de energía debidos a la tensión tractiva interna y a la resistencia del contorno, obteniendo una ecuación válida para flujo totalmente desarrollado en curvas de canales rectangulares anchos:

$$S'' = \left( 12 \frac{g^{1/2}}{C} + 30 \frac{g}{C^2} \right) \left( \frac{D}{r_c} \right)^2 F^2 \quad (6.33)$$

siendo:

$S''$  : gradiente de energía debido a las corrientes secundarias

$g$  : aceleración de la gravedad

$C$  : coeficiente de Chezy

$D$  : calado del flujo

$r_c$  : radio de curvatura

$F$  : número de Froude

El primer término del segundo miembro de la ecuación (6.33) representa la pérdida de energía debida a la fricción interna turbulenta asociada con la circulación transversal. El segundo término es la pérdida resultante de la tensión cortante transversal en el contorno. Esta ecuación muestra que la pérdida de energía debida a la curvatura del canal es una función directa de la relación calado-radio de curvatura y del número de Froude, y ésta se incrementa al aumentar la rugosidad del canal.

Debido a la complejidad de la derivación y de la ausencia de resultados experimentales que lo verifiquen, la conclusión de Rozovskii fue que el problema de la pérdida de energía en curvas no podía resolverse y necesitaba un mayor número de estudios. La mayor limitación es la determinación del esfuerzo cortante turbulento, el cual no puede ser evaluado adecuadamente debido a dificultades experimentales.

- **Aproximación de Chang**

La aproximación de Chang (1983) se basa en el establecimiento de distribuciones de velocidad con las cuales se obtiene el ratio de trabajo cedido por el fluido. El ratio de pérdida de energía, sinónimo del ratio de trabajo cedido por el fluido, es igual a la suma de las pérdidas debidas a la fricción interna del fluido y las debidas a la resistencia del contorno para flujos en régimen permanente.



En un tramo de canal curvo (ver *figura 6.1*) con flujo permanente, subcrítico y totalmente desarrollado, la energía perdida por unidad de longitud de canal,  $P$ , puede ser considerada como la suma de dos componentes: la debida a la resistencia longitudinal ( $P'$ ), y la debida a la circulación transversal ( $P''$ ):

$$P = P' + P'' \quad (6.34)$$

Teniendo en cuenta que:

$$P = \gamma Q S \quad ; \quad P' = \gamma Q S' \quad \text{y} \quad P'' = \gamma Q S'' \quad (6.35)$$

se puede escribir también:

$$S = S' + S'' \quad (6.36)$$

siendo:

$\gamma$ : peso específico del fluido

$Q$ : caudal

$S$ : gradiente total de energía

$S'$ : gradiente longitudinal de energía

$S''$ : gradiente transversal de energía

La pérdida de energía en una sección del canal es analizada en base al trabajo cedido por el fluido, el cual es la suma de las pérdidas debidas a la fricción interna más las debidas a la resistencia del contorno. El hecho de que el trabajo cedido por el fluido representa la combinación de las pérdidas internas y de contorno puede ser ilustrado en principio por el flujo en un canal recto. En este caso, la tasa de trabajo cedido por el fluido se obtiene como:

$$P = \int U \cdot dF \quad (6.37)$$

siendo:

$U$ : vector velocidad

$F$ : vector fuerza

Si se sustituye el vector velocidad por la velocidad local en sentido longitudinal,  $u$ , y el vector fuerza por la fuerza tractiva, la tasa de trabajo cedido por el fluido se convierte en tasa de pérdida de energía,  $\gamma Q S$ , es decir:

$$P = \int_B \int_D \gamma u S dz dy = \gamma Q S \quad (6.38)$$

siendo:

$B$ : anchura del canal

$D$ : calado

$y$ : coordenada horizontal

$z$ : coordenada vertical

La tasa de pérdida de energía,  $\gamma Q S$ , es igual a la combinación de pérdidas internas y de contorno.

En un tramo curvo de canal, la pérdida de energía debida a la circulación transversal se obtiene a partir de las componentes transversal y vertical de la velocidad y de las fuerzas en sus respectivas direcciones, denominadas fuerza centrífuga y fuerza gravitacional. Para un elemento diferencial de ángulo  $d\theta$ , la tasa de energía perdida es:

$$P'' = \int U . dF = \int_{r_1}^{r_2} \int_0^D \rho \left( v \frac{u^2}{r} + wg \right) r d\theta dz dr \quad (6.39)$$

siendo:

$r_1$ : radio interior de la curva

$r_2$ : radio exterior de la curva

$v$ : velocidad radial (positiva hacia el exterior)

En esta ecuación, los efectos de la tensión tractiva turbulenta y de la rugosidad del canal están incluidos implícitamente en la distribución de velocidades. La velocidad vertical es muy pequeña para el caso de un canal ancho y el trabajo cedido por la velocidad hacia el interior y hacia el exterior se anulan mutuamente. Para un canal de longitud unidad, ó  $r_c d\theta = 1$ , se tiene:

$$P'' = \int_{r_1}^{r_2} \int_0^D \rho v \frac{u^2}{r_c} dz dr \quad (6.40)$$

siendo el calado  $D$  una función del radio  $r$  que varía con la geometría transversal de la sección y el perfil transversal de la superficie del agua asociado con la sobreelevación.

La determinación de la pérdida de energía usando la ecuación (6.40) requiere el conocimiento previo de la distribución de los componentes de la velocidad,  $u, v$ . La velocidad

longitudinal,  $u$ , varía tanto en dirección vertical como en dirección transversal. La distribución vertical de ésta viene dada por la ecuación:

$$\frac{u}{U} = \frac{1+m}{m} \left( \frac{z}{D} \right)^{1/m} \quad (6.41)$$

donde  $m$  está relacionado con el factor de fricción  $f$  y la constante de Von Karman,  $\kappa$ , según la ecuación:

$$m = \kappa \left( \frac{8}{f} \right)^{1/2} \quad (6.42)$$

En cuanto a la distribución transversal de la velocidad  $U$ , normalizada por una velocidad media en la sección transversal  $\bar{U}$ , viene dada por:

$$F = \frac{U}{\bar{U}} = \left[ \left( \frac{D}{D_c} \right) \left( \frac{r_c}{r} \right) \right]^{1/2} \quad (6.43)$$

La variación vertical de la velocidad transversal,  $v$ , se basa en la ecuación siguiente

$$\frac{v}{U} = F^2 \frac{1}{\kappa} \frac{D}{r} \left[ F_A(\eta) - \frac{1}{\kappa} \frac{U_*}{U} F_B(\eta) \right] \quad (6.44)$$

La ecuación (6.40) junto con las distribuciones de velocidad forman el modelo analítico general para tramos de canal curvos con una sección transversal dada. Debido a la no linealidad de las distribuciones de velocidad y a la forma general de la sección transversal, esta ecuación no puede ser integrada en forma cerrada, y hay que resolverla por integración numérica.

Sin embargo, es posible obtener también un modelo simplificado para el cálculo de pérdidas de energía debidas a la curvatura de un canal de una forma cerrada, si se asumen las siguientes simplificaciones:

- La sección transversal es ancha y de forma rectangular, con lo que el efecto pared es despreciable.
- No se consideran ni la sobreelevación ni las variaciones transversales de las velocidades  $u$  y  $v$ .
- La distribución del componente transversal de velocidad se considera lineal.

La distribución vertical de la velocidad transversal puede aproximarse a una línea recta. Partiendo de la ecuación (6.44) se obtiene:

$$v = \frac{2}{K} \left( 3.75 - \frac{1.875}{K} \frac{U_*}{U} \right) \left( z - \frac{D}{2} \right) \frac{U}{r_c} \quad (6.45)$$

Sustituyendo esta ecuación en la (6.40) e integrando, se obtiene:

$$P'' = \gamma Q \left( \frac{2.07f + 4.68f^{1/2} - 1.83f^{3/2}}{0.565 + f^{1/2}} \right) \left( \frac{D}{r_c} \right)^2 F^2 \quad (6.46)$$

siendo  $F$  el nº de Froude.

Este modelo analítico simplificado obtiene un valor para la pérdida de energía transversal similar al obtenido por Rozovskii en la ecuación (6.33).

La pérdida total de energía, incluyendo pérdidas longitudinales y transversales, sería ahora:

$$P = \gamma QS = \gamma Q \frac{f}{8} F^2 \quad (6.47)$$

El ratio entre las pérdidas transversales y las pérdidas totales puede ser obtenido por las ecuaciones (6.46) y (6.47).

El modelo analítico simplificado dado por la ecuación (6.46) identifica las variables con las cuales está relacionada la pérdida de energía. Las pérdidas transversales están en relación directa con el ratio calado-radio de curvatura, el nº de Froude y la rugosidad del canal. El ratio de pérdidas transversales a pérdidas totales es directamente proporcional al ratio calado-radio de curvatura e inversamente proporcional a la rugosidad del canal. Es decir, que las pérdidas transversales en canales curvos serán mayores cuanto: a) mayor es la curvatura, b) mayor es el calado y c) menor es la rugosidad. Por supuesto que los efectos de anchura del canal y forma de la sección transversal en las pérdidas de energía no son considerados en el modelo simplificado y sí en el modelo analítico general.

## 6.5.-Perfiles transversales de velocidad en curvas para flujo plenamente desarrollado

Existen varias propuestas de perfiles transversales de velocidad para flujo en régimen permanente y plenamente desarrollado en tramos curvos de canales, desarrolladas por varios autores, tales como *Rozovskii 1957*, *Yen 1972*, *Kikkawa et al. 1976* y *Falcon-Ascanio y Kennedy 1983*. La mayoría de las ecuaciones propuestas han sido obtenidas en base a teorías semiempíricas de turbulencia, usando para ello las ecuaciones del movimiento (6.7) y (6.10) como base analítica. Estas ecuaciones se pueden simplificar en función de las hipótesis de partida, así por ejemplo:

- Para flujo en régimen permanente, las derivadas respecto al tiempo en las ecuaciones (6.7) y (6.10) desaparecen.
- Para flujo plenamente desarrollado  $\frac{\partial u}{\partial s} = 0$  y  $\frac{\partial v}{\partial s} = 0$
- Las componentes de la velocidad  $v$  y  $w$  en un canal ancho son pequeñas en comparación con la velocidad  $u$ .

Una vez eliminados los términos de segundo orden en las ecuaciones del movimiento, éstas se reducen a las expresiones siguientes:

$$gS + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_s}{\partial z} = 0 \quad (6.48)$$

$$\frac{v^2}{r} - gS_r + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_r}{\partial z} = 0 \quad (6.49)$$

La ecuación (6.48) es, en esencia, la expresión de la tensión tractiva  $\tau_s$  como  $\rho g (D-z)$ , mientras que la ecuación (6.49) representa la distribución de la fuerza radial a lo largo de una dirección vertical.

Asumiendo condiciones isotrópicas de turbulencia, la tensión tractiva  $\tau_s$  y  $\tau_r$  en caso de flujo turbulento se puede expresar en términos de viscosidad y gradiente de velocidad, de la siguiente forma:

$$\tau_s = \varepsilon \frac{\partial u}{\partial z} \quad \text{y} \quad \tau_r = \varepsilon \frac{\partial v}{\partial z} \quad (6.50)$$

- **Perfil de velocidad propuesto por Rozovskii**

Rozovskii asume un perfil logarítmico de distribución de velocidad definido por la ecuación siguiente:

$$\frac{u}{U} = 1 + \frac{g^{1/2}}{\kappa C} (1 + \ln \eta) \quad (6.51)$$

siendo:

$U$  : velocidad longitudinal media local (depth-averaged long. velocity)

$\kappa$  : constante de Von Karman (= 0.40 para fluidos claros)

$C$  : coeficiente de Chezy

$$\eta = z/D$$

A partir de esta ecuación, Rozovskii obtuvo una nueva fórmula para un perfil de velocidad transversal (radial) en el caso de un fondo liso:

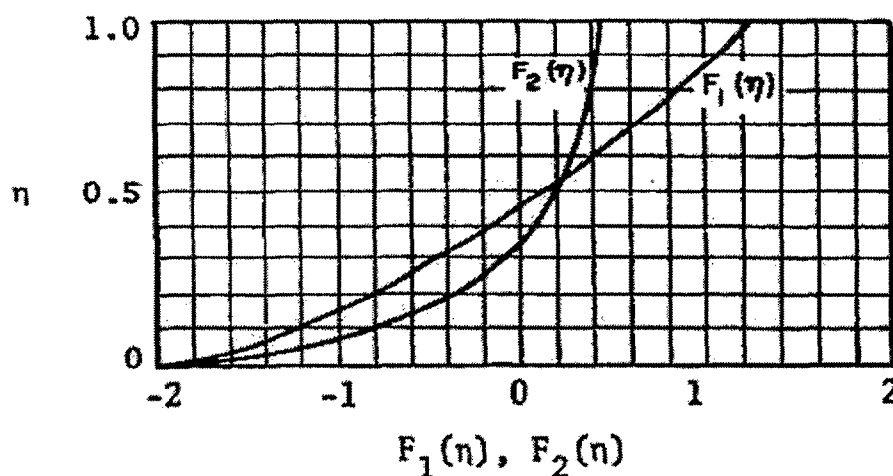
$$\frac{v}{U} = \frac{1}{\kappa^2} \frac{D}{r} \left[ F_1(\eta) - \frac{g^{1/2}}{\kappa C} F_2(\eta) \right] \quad (6.52)$$

donde  $F_1(\eta)$  y  $F_2(\eta)$  son funciones del calado relativo  $\eta$ , y cuyas expresiones son las siguientes:

$$F_1(\eta) = \int \frac{2 \ln \eta}{\eta - 1} d\eta \quad (6.53)$$

$$F_2(\eta) = \int \frac{\ln^2 \eta}{\eta - 1} d\eta \quad (6.54)$$

La representación gráfica de estas funciones se incluye en la *figura 6.5*

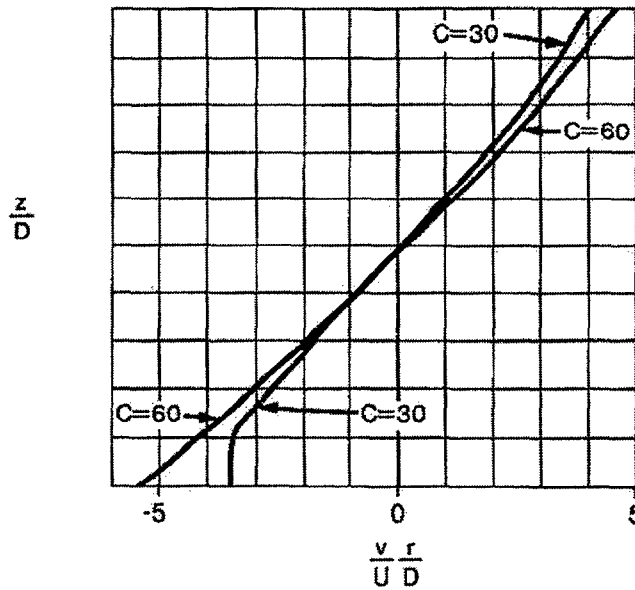


**Figura 6.5.- Representación gráfica de las funciones  $F_1(\eta)$  y  $F_2(\eta)$ , según Rozovskii**

En el caso de un canal con fondo rugoso, Rozovskii obtuvo la siguiente ecuación:

$$\frac{v}{U} = \frac{1}{\kappa^2} \frac{D}{r} \left[ F_1(\eta) - \frac{g^{1/2}}{\kappa C} (F_2(\eta) + 0.8(1 + \ln \eta)) \right] \quad (6.55)$$

Los perfiles de velocidad basados en esta ecuación, para  $C = 60$  y  $C = 30$ , en unidades del S.I. se representan en la *figura 6.6*. Se puede apreciar que la variación de rugosidad produce cambios en los perfiles de velocidad únicamente en la zona próxima al fondo, manteniéndose casi constantes con la variación de calado, lo cual coincide con los resultados obtenidos experimentalmente por Rozovskii.



**Figura 6.6** Distribución vertical de velocidades transversales de acuerdo a la ecuación de Rozovskii para canales rugosos.

- **Perfil de velocidad propuesto por Kikkawa**

El perfil de velocidad transversal propuesto por Kikkawa et al. (1976) fue derivado a partir de la ecuación del movimiento. La viscosidad en remolino se asume igual a la de un canal recto con dos dimensiones. La fórmula obtenida es la siguiente:

$$\frac{v}{U} = F^2 \frac{1}{\kappa} \frac{D}{r} \left[ F_A(\eta) - \frac{1}{\kappa} \frac{U_*}{U} F_B(\eta) \right] \quad (6.56)$$

siendo:

$U$  : velocidad media en la sección transversal

$F$  : distribución radial de la velocidad media local normalizada por  $U$

$U_*$  : velocidad media de fricción en la sección

$$F_A(\eta) = -15 \left( \eta^2 \ln \eta - \frac{1}{2} \eta^2 + \frac{15}{54} \right) \quad (6.57)$$

$$F_B(\eta) = \frac{15}{2} \left( \eta^2 \ln^2 \eta - \eta^2 \ln \eta + \frac{1}{2} \eta^2 - \frac{19}{54} \right) \quad (6.58)$$



## 6.6.- Relación entre valores de la velocidad en tramos rectos y curvos

A continuación se pasa revista a los estudios y artículos existentes acerca de la relación entre velocidades del flujo en tramos rectos y curvos, y entre velocidades medias y máximas en estos últimos.

### 6.6.1.- Estudios publicados por Renjie Xia (ASCE 1997)

Este autor estudió la relación entre velocidades medias y máximas en una sección utilizando para ello datos recogidos en diferentes tramos rectos y curvos del río Mississippi. En el caso de secciones en tramos rectos, la relación entre velocidad máxima y media en una sección resultó ser perfectamente lineal, de acuerdo a la relación:

$$U_{max} = a + b.U_{med} \quad (6.59)$$

siendo:

$a$ : ordenada en el origen de la recta

$b$ : pendiente de la recta

Como físicamente resultaría imposible obtener un valor de  $U_{max}$  distinto de cero para un valor de  $U_{med}$  igual a cero, la relación anterior quedó modificada de la siguiente forma:

$$U_{max} = b.U_{med} \quad (6.60)$$

En el caso de tramos curvos, el valor del coeficiente  $b$  en la ecuación (6.60) se incrementa ligeramente con el aumento del valor de la relación entre el radio de curvatura y la anchura del canal ( $R/W$ ). Los valores obtenidos en este último caso fueron:

$R/W$	$b$
1.10	1.2386
4.30	1.2401
7.70	1.2433

El autor concluye planteando la necesidad de recolección de un mayor número de datos para poder cuantificar mejor la relación entre la velocidad media y máxima en un tramo curvo.

### 6.6.2.- Estudios empíricos realizados por la California Division of Highways (1970)

La relación entre velocidades planteada por este organismo es la siguiente:

$$\frac{V_{bank}}{V_{avg}} = C_1 \quad (6.61)$$

siendo:

$V_{bank}$ : Velocidad máxima en la curva (maximum bank line velocity)

$V_{avg}$ : Velocidad media

$C_1$ : Coeficiente función del tipo de flujo

$C_1 = 2/3$  para flujo tangente en tramos rectos

$C_1 = 4/3$  para flujo incidente en tramos curvos

Otros autores recomiendan diferentes valores para el coeficiente  $C_1$ :

- *Schmitt* recomienda un valor de 0.70 para tramos rectos y 1.20 para el exterior de las curvas.
- *The U.S. Army Engineer District, Seattle*, utiliza un valor entre 1.50 y 2.00 para el exterior de las curvas.
- *Maynord (1988)* encontró un valor de 1.50 basado en datos tomados por *Blodgett y McConaughy (1986)*

El uso correcto de la ecuación (6.61) conlleva las siguientes observaciones:

- a) Como no existe una definición clara del término *bank line velocity*, y tampoco se especifica la localización exacta de la velocidad, la velocidad recomendada a efectos de diseño del riprap es la *velocidad media local*.
- b) El resto de factores que afectan a la relación entre velocidades (radio de la curva, anchura del canal, talud, tipo de canal o sección transversal y relación anchura/calado) se suponen incluidos en el valor del coeficiente  $C_1$ .

Entre las ventajas de esta ecuación destacan la facilidad de su aplicación y el hecho comprobado de que el coeficiente  $C_1$  varía muy poco para los valores más habituales que suelen presentar las curvas: *R/W* entre 2 y 3; *Anchura/calado medio* > 20; *ángulo superior a 90°* y *taludes comprendidos entre 1,50/1 y 3,00/1*.

### 6.6.3.- Estudios realizados por Thorne and Abt (1990)

Estos autores obtuvieron los datos que se representan en la figura 6.7 para estimar la velocidad media local por encima del punto de unión talud-fondo de cauce (toe of slope). En la figura se han representado datos procedentes de curvas en canales naturales con tramos de aproximación a las mismas de tipo recto o meandriforme frente a la curva obtenida por Thorne y Abt para tramos de aproximación rectos.

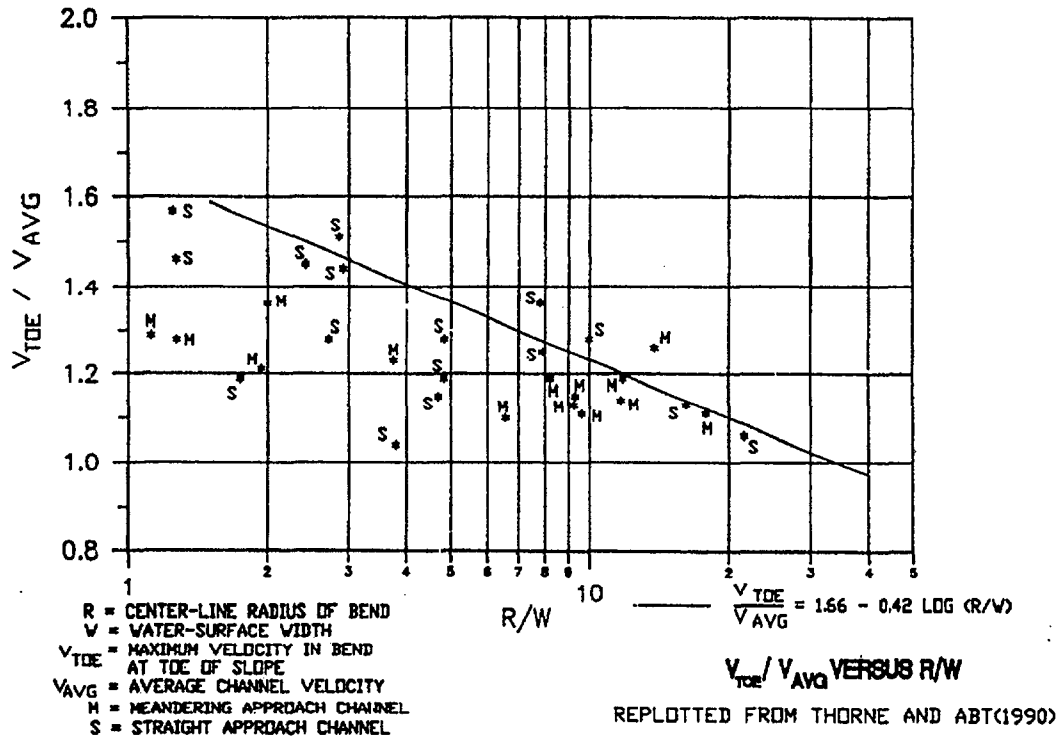


Figura 6.7.- Estimación de la velocidad media local a lo largo del talud

La ecuación de esta curva es la siguiente:

$$\frac{V_{toe}}{V_{avg}} = 1.66 - 0.42 \log(R/W) \quad (6.62)$$

siendo:

$R$ : radio de curvatura

$W$ : anchura de la lámina de agua

Comparando esta ecuación con la ecuación (6.61) se puede deducir que para Thorne y Abt el coeficiente  $C_1$  resulta ser una función de la relación  $R/W$  y del tipo de canal de aproximación a la curva.

#### 6.6.4.- U.S. Army Corps of Engineers. EM 1110-2-1601 (1994)

La velocidad característica usada por este organismo para el cálculo de protecciones de escollera (ver capítulo 4) es la denominada *velocidad media local sobre el talud en un punto situado a una distancia del 20% de la longitud total del talud, medido desde el punto de contacto entre éste y el fondo ( $V_{ss}$ )*. En el caso de un tramo curvo de un canal, la relación entre la velocidad media correspondiente a un tramo recto anterior a la curva ( $V_{avg}$ ) y la velocidad media local ( $V_{ss}$ ) viene dada por las siguientes relaciones:

A) *Canal natural*

$$\frac{V_{ss}}{V_{avg}} = 1.74 - 0.52 \log(R/W) \quad (6.63)$$

siendo:

$R$ : radio de la curva

$W$ : anchura de la lámina de agua

Los valores de  $V_{avg}$ ,  $R$  y  $W$  deben corresponder únicamente al canal principal, sin incluir las posibles zonas inundables (overbank areas).

Esta ecuación se representa en la *figura 6.8* incluida a continuación

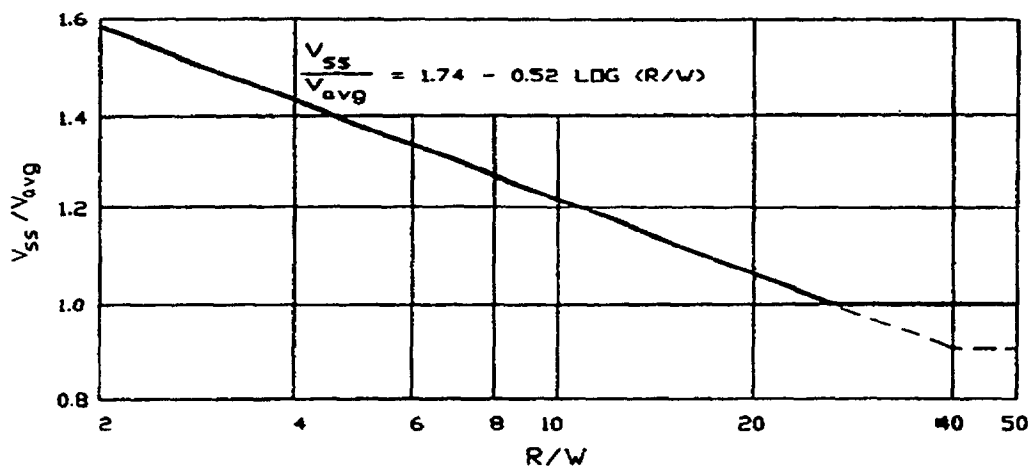


Figura 6.8.- Velocidades de diseño de una protección de escollera sobre un talud en un tramo curvo de un canal natural

### B) Canal trapezoidal

En este caso, el organismo propone la utilización de diferentes curvas basadas en el modelo numérico *STREMR*, desarrollado por Bernard en 1993, las cuales se incluyen en la *figura 6.9*. Los factores que afectan a la distribución de velocidad en un talud de un tramo curvo de un canal trapezoidal son:

- la relación  $R/W$  (radio de la curva / anchura de la lámina)
- el ángulo de la curva
- la relación *anchura del fondo / calado* (aspect ratio)

La utilización de las curvas incluidas en la *figura 6.9* está sujeta a las siguientes observaciones o limitaciones:

- Los taludes deben estar comprendidos entre 1.50/1 y 3.00/1.
- En el caso de curvas precedidas aguas arriba por tramos de canal rectos suficientemente largos ( $L > 5W$ ), se deben usar valores de  $R/W$  muy grandes, lo que implica valores de  $V_{ss}/V_{avg}$  prácticamente constantes.

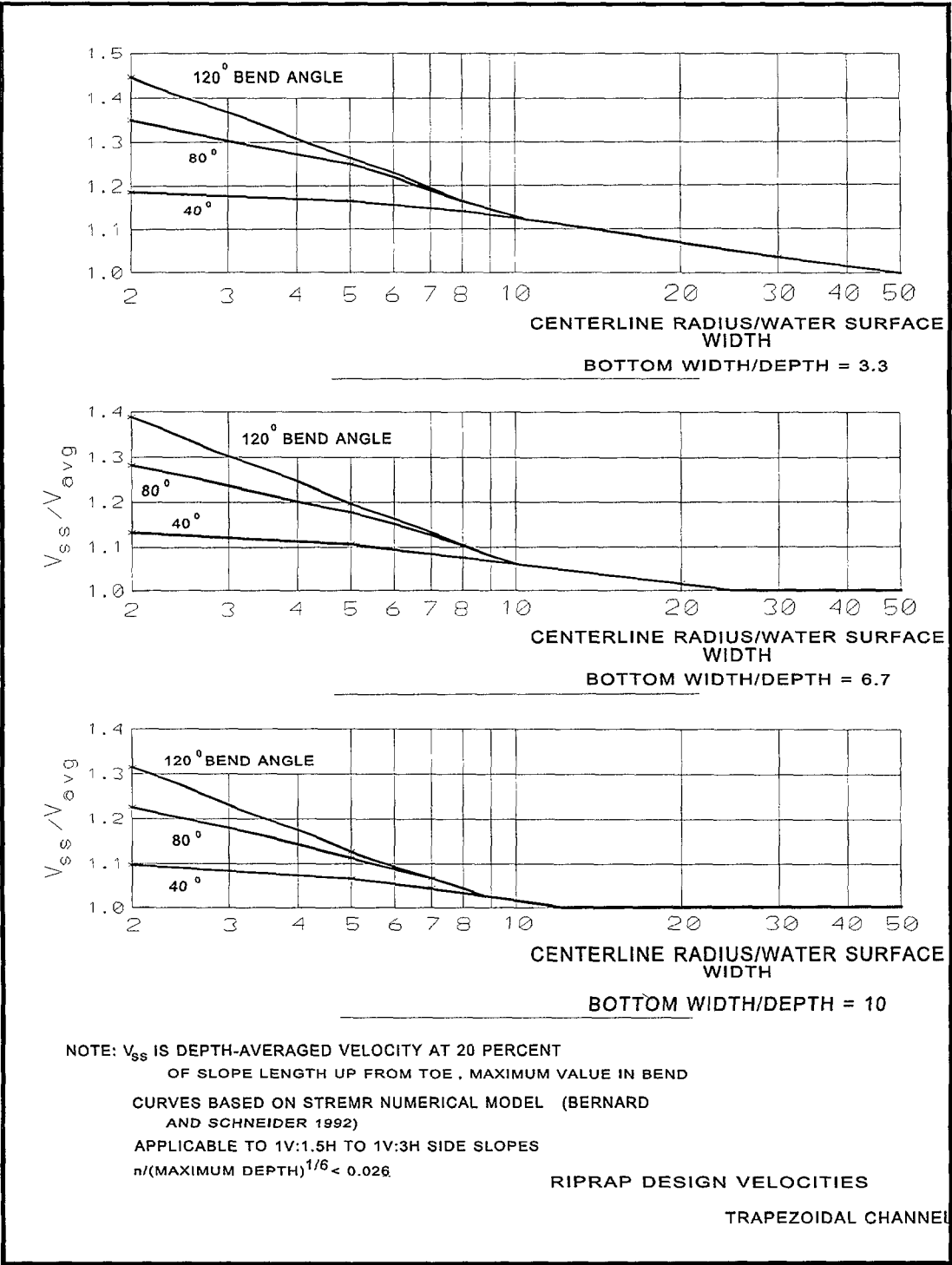


Figura 6.9.- Velocidades de diseño de una protección de escollera sobre un talud en un tramo curvo de un canal trapezoidal

- Pocos canales resultan ser lo suficientemente rectos como para tener valores de  $V_{ss}/V_{avg} < 1$
- Para taludes ubicados en tramos rectos de canales se debe adoptar una relación  $V_{ss}/V_{avg} = 1$ . En este tipo de tramos, y a igualdad de rugosidades de fondo y taludes, la velocidad en el centro del canal suele ser entre un 10 y un 20 % mayor que la velocidad media.

### C) Variación de velocidad en tramos curvos

El punto de máxima velocidad media local en el talud de un canal trapezoidal a lo largo de un tramo curvo se localiza, de acuerdo a la figura 6.10, en el exterior del mismo y en el punto final de éste.

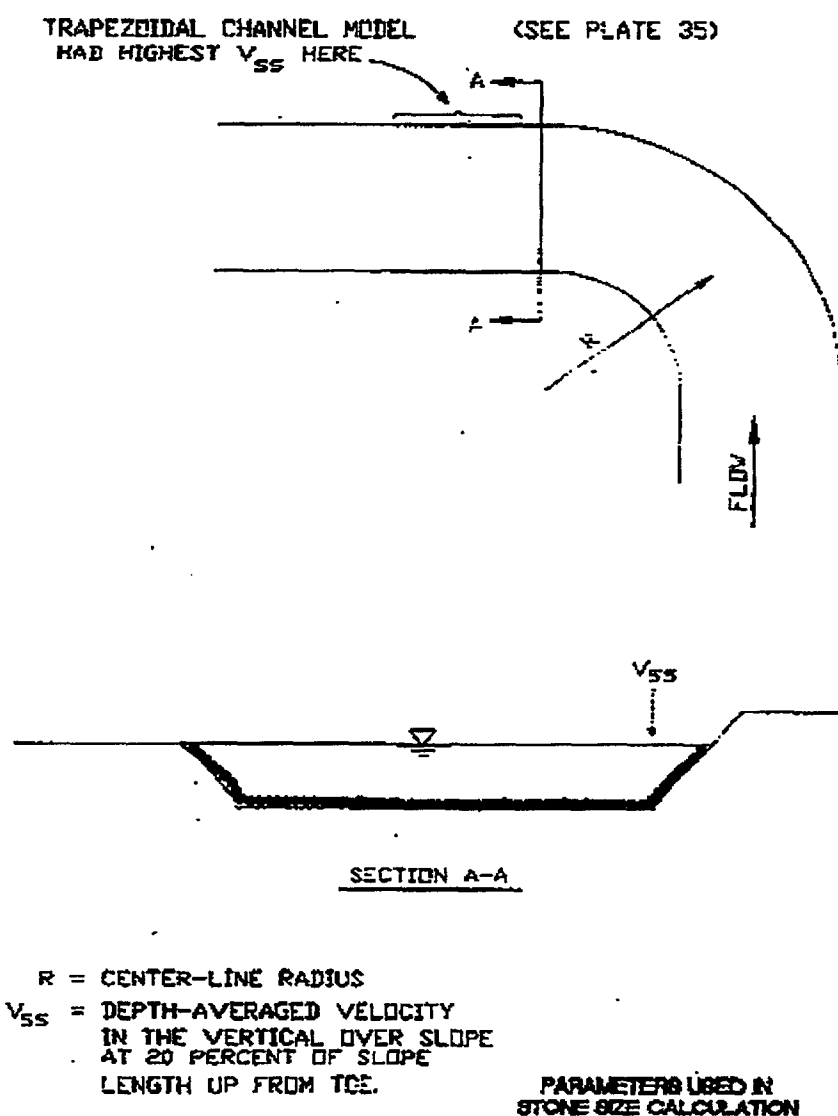


Figura 6.10.- Situación del punto de máxima velocidad en una curva

La figura 6.11 muestra la distribución de velocidad a lo largo de un tramo de un canal trapezoidal. Se puede observar que la velocidad aguas abajo de un tramo curvo disminuye de la siguiente forma:

- no disminuye hasta no llegar a una longitud igual a la anchura del canal a partir de la salida de la curva
- a partir de ese punto la tasa de disminución es de  $V_{ss}/V_{avg} = 0.01$  hasta alcanzar un valor  $V_{ss}/V_{avg} = 1$

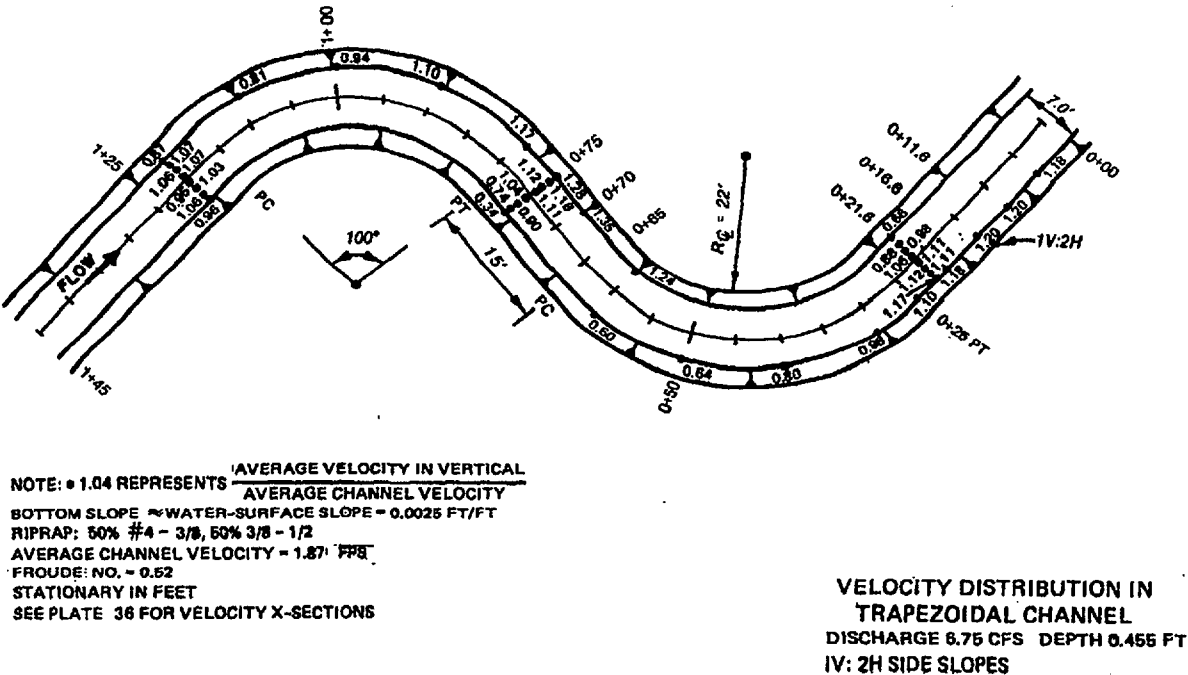
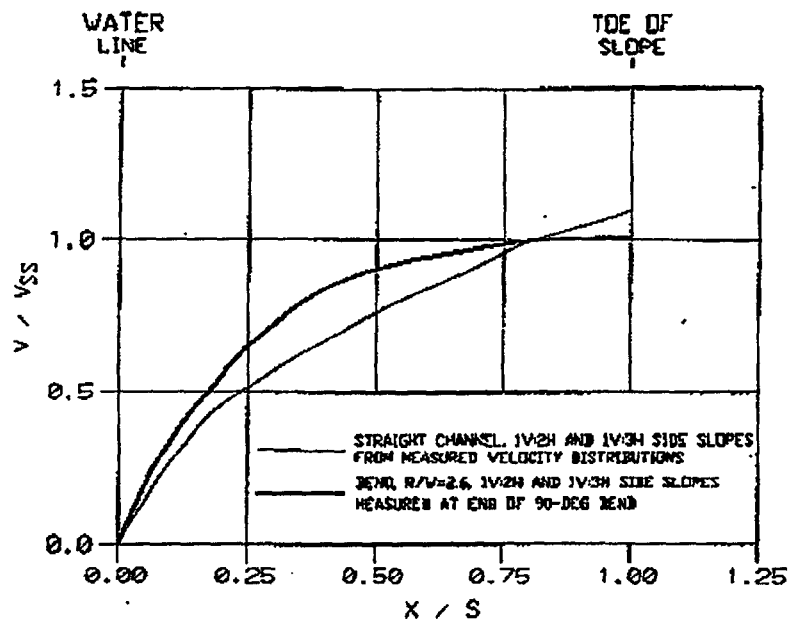


Figura 6.11.- Distribución de la velocidad en un canal trapezoidal

D) Distribución de velocidad a lo largo del talud

La figura 6.12 incluida a continuación muestra la distribución de la velocidad a lo largo de un talud de un canal, en el caso de un tramo recto y de un tramo curvo del mismo.





**Figura 6.12.- Distribución de la velocidad en un talud de un canal**

siendo:

$V$  : velocidad media local a una distancia  $X$

$V_{ss}$  : velocidad media local a una distancia del 20 % de la longitud total del talud medida desde el contacto talud-fondo

$X$  : distancia horizontal medida desde el contacto línea de agua-talud

$S$  : distancia horizontal entre el contacto línea de agua-talud y fondo-talud

La línea correspondiente a tramos rectos resulta aplicable para taludes 2,00/1 y 3,00/1. La línea correspondiente a tramos curvos con,  $R/W = 2,6$ , fue obtenida en canales con presencia de corrientes secundarias fuertes y resulta aplicable en casos de concentración de velocidades altas sobre el talud del canal.

Estas dos líneas representan los dos extremos en la distribución de velocidad esperada a lo largo del talud exterior de una curva de un canal sobre la que se pretende colocar una protección de escollera.

### 6.6.5.- Estudios experimentales realizados por Stephen T. Maynard en curvas del río Mississippi

El objetivo de los estudios realizados por este autor en el río Mississippi en 1993 fue la evaluación de los métodos empíricos existentes para la determinación de la velocidad en el exterior de las curvas, ampliando así el estudio realizado por Thorn and Abt en 1990 en el cual analizaban una serie de datos de velocidad tomados también en el río Mississippi.

Las conclusiones de estos estudios fueron las siguientes:

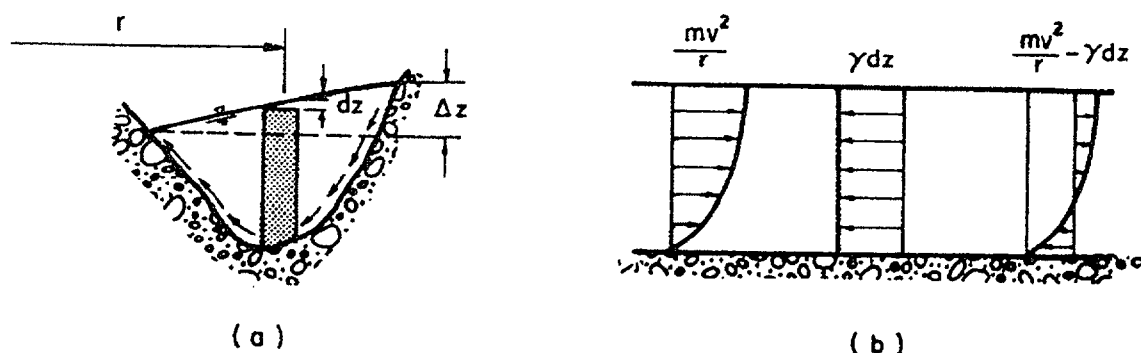
- El máximo valor de la velocidad de diseño de un riprap ( $V_{ss}$ ) en una curva resultó ser igual o menor a  $1,60 V_{avg}$  para el 92 % de los casos estudiados.
- La velocidad máxima en la zona cercana al margen exterior (near bank zone) resultó ser igual o menor a  $1,80 V_{avg}$  en el 95 % de los casos estudiados.
- La variación del ratio  $V_{ss}/V_{avg}$  en función del radio de la curva o de la clasificación de las curvas basada en las barras del canal no pudo ser determinada con los datos disponibles.
- La relación entre  $V_{ss}/V_{avg}$  y  $R/W$  obtenida en el manual EM 1110-2-1601 del U.S. Army Corps of Engineers resulta adecuada para el diseño de protecciones de escollera en ríos similares al Mississippi.

### 6.6.6.- Manual de diseño “Highways in the river environment hydraulic and environmental design considerations” preparado por la Colorado State University para la Federal Highway Administration (1974)

El fenómeno de la *superelevación* que tiene lugar en curvas de canales abiertos produce una *distribución transversal de velocidades en dichas curvas*. Las velocidades transversales se producen como consecuencia de un desequilibrio en las presiones radiales sobre una partícula de un fluido que viaja a lo largo de la curva.

La *figura 6.13*, incluida a continuación, muestra una sección transversal en una curva. Las fuerzas radiales que actúan sobre el volumen de control sombreado son:

- Fuerza centrífuga:  $mv^2/r$
- Fuerza hidrostática diferencial :  $\gamma dz$  (debida a la superelevación,  $dz$ , de la superficie del agua)



**Figura 6.13.- Representación esquemática de las corrientes transversales en una curva de un canal**

La figura anterior muestra que la fuerza centrífuga es mayor cerca de la superficie, por ser la velocidad también mayor, y menor en el fondo por idénticas razones. Sin embargo, la fuerza hidrostática diferencial es uniforme a lo largo del calado del volumen de control. La suma de la fuerza centrífuga y de las fuerzas hidrostáticas diferenciales debidas a la sobreelevación varía por tanto con la profundidad (ver figura 6.13), originando una componente transversal de la velocidad, origen ésta de las llamadas corrientes secundarias en curvas. La magnitud de esta *velocidad transversal* depende del radio de curvatura y de la distancia a los márgenes del canal, pudiendo incluso no existir en el caso de ríos profundos y estrechos.

La distribución de velocidad en tramos curvos de canales naturales es muy compleja, por eso el modo usual para describirla es la realización de mediciones “in situ” de la misma, con las que se va obteniendo un mayor conocimiento de sus componentes. Así, en canales prismáticos con fondo rígido, la variación de la velocidad longitudinal en función de la profundidad en una vertical de la curva se puede calcular mediante la relación de Von Karman:

$$\frac{V}{V^*} = \frac{2.303}{\kappa} \log(30.2 \frac{xy}{K_S}) \quad (6.64)$$

siendo:

$V$  : velocidad a una profundidad  $y$

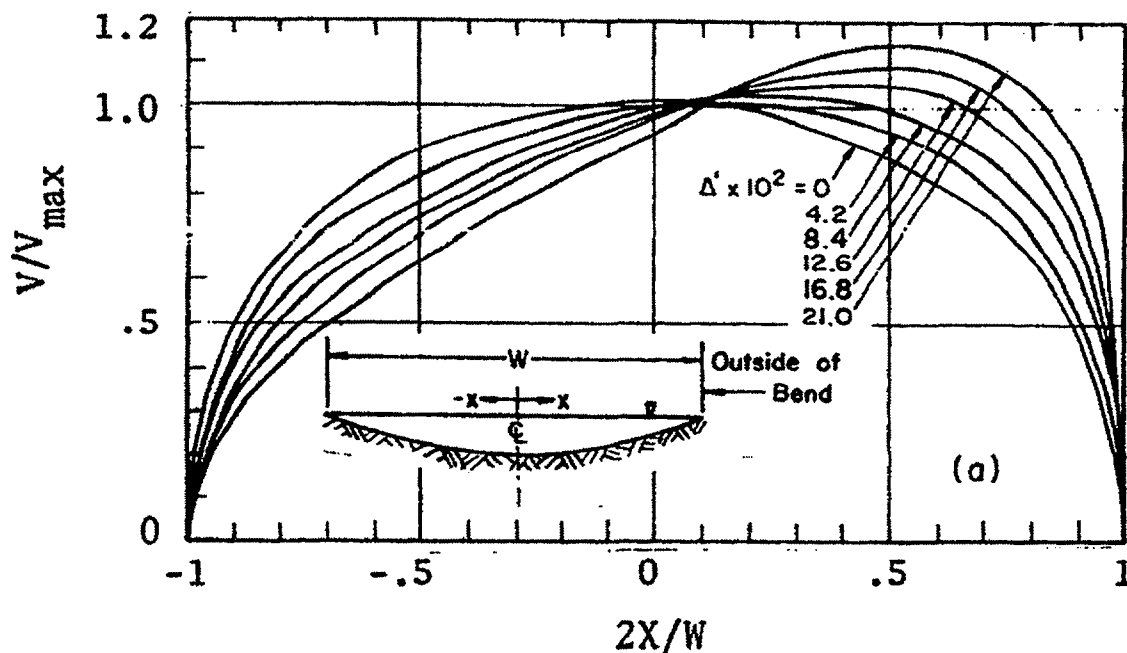
$V^*$  : velocidad de fricción

$K_S$ : diámetro de las partículas del lecho

$\kappa$  : coeficiente universal de velocidad (constante de Von Karman)

Aplicando esta ecuación de distribución longitudinal de velocidad a varias verticales dentro de una misma sección transversal, se puede obtener la variación de la velocidad longitudinal a lo largo de la anchura de la sección.

En el manual se incluye la *figura 6.14*, la cual fue desarrollada para una sección de tipo parabólico y en una curva suave, y muestra la variación de velocidad a lo largo de la anchura de un canal prismático para secciones consecutivas a lo largo de una curva.



**Figura 6.14.- Distribución lateral de velocidad**

El significado de los símbolos empleados en la figura anterior es el siguiente:

$V$  : velocidad media local en cualquier vertical

$V_{max}$  : velocidad máxima correspondiente a un tramo recto del canal

Se define también el parámetro:

$$\Delta' = 0.42\Delta \frac{y_{max}}{W} \frac{\sqrt{g}}{C} \quad (6.65)$$

siendo:

$\Delta$  : ángulo de la curva en grados

Para la distribución de velocidad en un tramo recto del canal se adopta la ecuación:

$$\frac{V}{V_{max}} = \left( \frac{y}{y_{max}} \right)^{0.40} \quad (6.66)$$

La velocidad  $V$  correspondiente al flujo en un tramo curvo del canal se obtiene en función de la velocidad máxima,  $V_{max}$ , en un tramo recto del mismo.

En cuanto a la variación del calado a lo largo de la anchura del canal, el manual asume la siguiente ecuación:

$$\frac{y}{y_{max}} = \left(1 - \frac{2X}{W}\right)^2 \quad (6.67)$$

La distribución de velocidades longitudinales en curvas de ríos naturales es similar a la mostrada en la *figura 6.14*, pero debido a que la sección transversal correspondiente a una curva en un río natural es irregular y no prismática, esta distribución no debe adoptarse literalmente en estos casos.

#### 6.6.7.- Estudios desarrollados por Rozovskii (1957)

La ecuación para el cálculo de la velocidad transversal en una sección de un canal desarrollada por Rozovskii es la siguiente:

$$V_r = \frac{1}{\kappa^2} V \frac{y}{r} \left[ F_1(\eta) - \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} F_2(\eta) \right] \quad (6.68)$$

siendo:

$V_r$  : velocidad radial correspondiente a una profundidad del flujo y

$V$  : velocidad longitudinal media

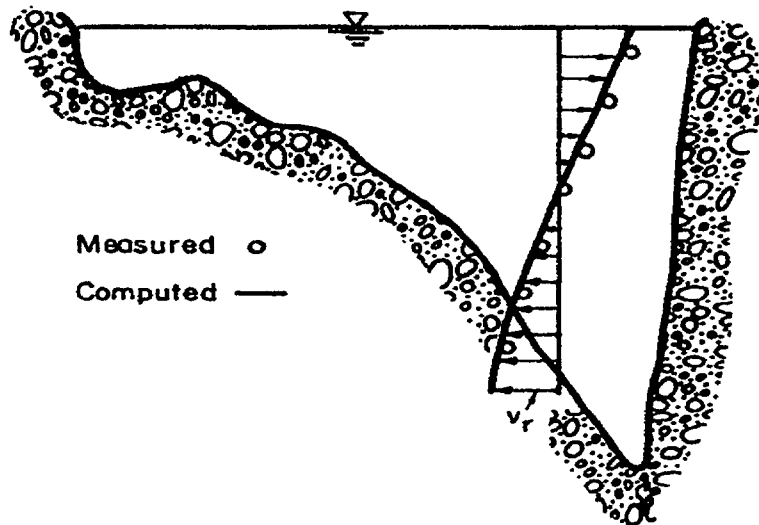
$C$  : coeficiente de Chezy

$\eta$  : profundidad relativa  $y/y_0$

$\kappa$  : constante de Von Karman

Las funciones  $F_1(\eta)$  y  $F_2(\eta)$  se pueden determinar a partir de la representación gráfica de la *figura 6.5*.

En la *figura 6.15* se representa un gráfico comparativo entre las distribuciones de velocidad previstas de acuerdo a la ecuación (6.68) y las obtenidas mediante medición directa. Si bien en este caso los resultados obtenidos por ambas vías son muy similares, en casos de secciones más irregulares las variaciones son mucho mayores.



**Figura 6.15.- Comparación entre la distribución de velocidad calculada y la realmente medida en una curva de un canal**

En canales con un ratio elevado entre anchura de la lámina libre y calado del flujo tiene lugar una nueva forma de circulación secundaria constituida por la formación de células de circulación secundaria, usualmente en pares, una rotando en el sentido de las agujas del reloj y la otra en sentido contrario. En el centro de ambas células los flujos transversales convergen y se sumergen hacia abajo, lo que puede provocar a veces la acumulación de escombros, hielo u otros materiales flotantes en diversas líneas paralelas orientadas en la dirección longitudinal del flujo.

Entre los estudios relacionados con el fenómeno de la formación de la doble célula de circulación transversal destacan los realizados por Blanckaert y Graf, los cuales se exponen a continuación.

#### **6.6.8.- Estudios publicados por Koen Blanckaert y Walter H. Graf (ASCE 2001)**

Estos autores investigaron experimentalmente el flujo a lo largo de una curva de 120° construida en un canal de laboratorio, mediante la realización de mediciones en la mitad exterior de una sección transversal tomada a 60° del inicio de la curva. Las conclusiones obtenidas demuestran la existencia de dos células de circulación transversal en la sección: una central que corresponde al clásico movimiento helicoidal y otra más débil y con sentido de circulación contrario a la primera, que se forma en la esquina formada por el margen exterior de la curva y la superficie de la lámina de agua.

En cuanto a las velocidades medidas en la sección, los autores obtuvieron las siguientes conclusiones:

- La componente de la velocidad aguas abajo en la mitad exterior de la sección de la curva es mayor que la correspondiente a un tramo recto con flujo uniforme. El valor normalizado ( $U_s/U$ ) obtenido para la misma, prácticamente constante a lo largo de toda la región medida, fue de 1.35, siendo el valor de la velocidad media en el tramo recto de 0,38 m/sg. (ver figura 6.16)

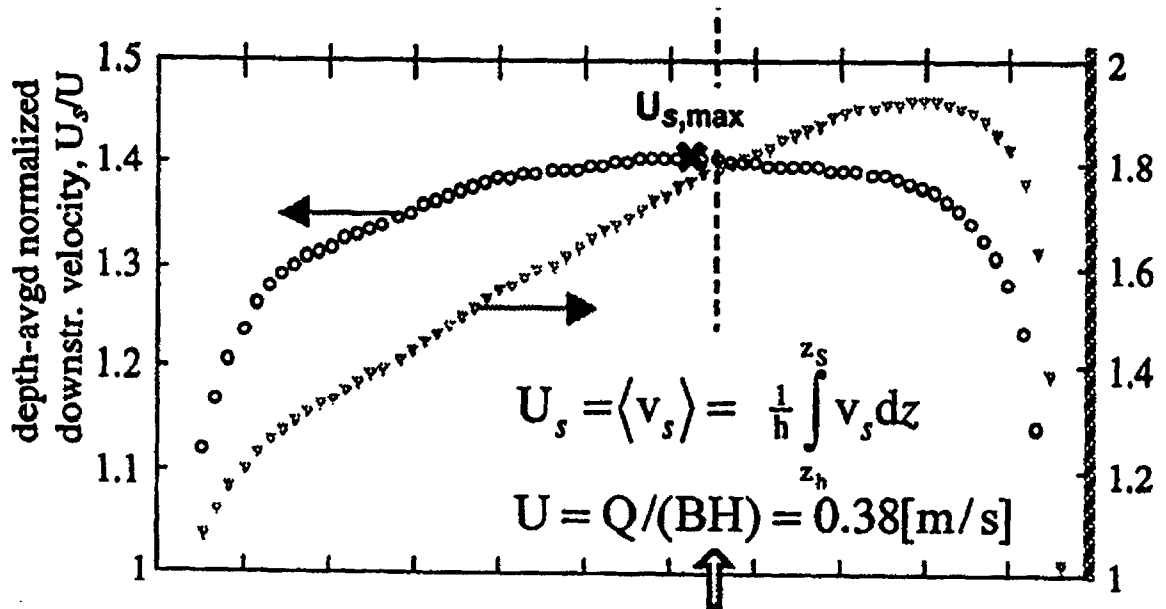


Figura 6.16.- Valores normalizados de la velocidad media local ( $U_s/U$ ) y del caudal unitario ( $U_s B h / Q$ )

- Mientras que en un tramo recto con régimen uniforme la zona de velocidad máxima suele estar localizada cerca de la superficie, en el tramo curvo experimentado, esta zona, con un valor de  $U_{max} = 1.50U$ , se localizó a una profundidad importante y cercana a la parte exterior de la curva (ver figura 6.17).

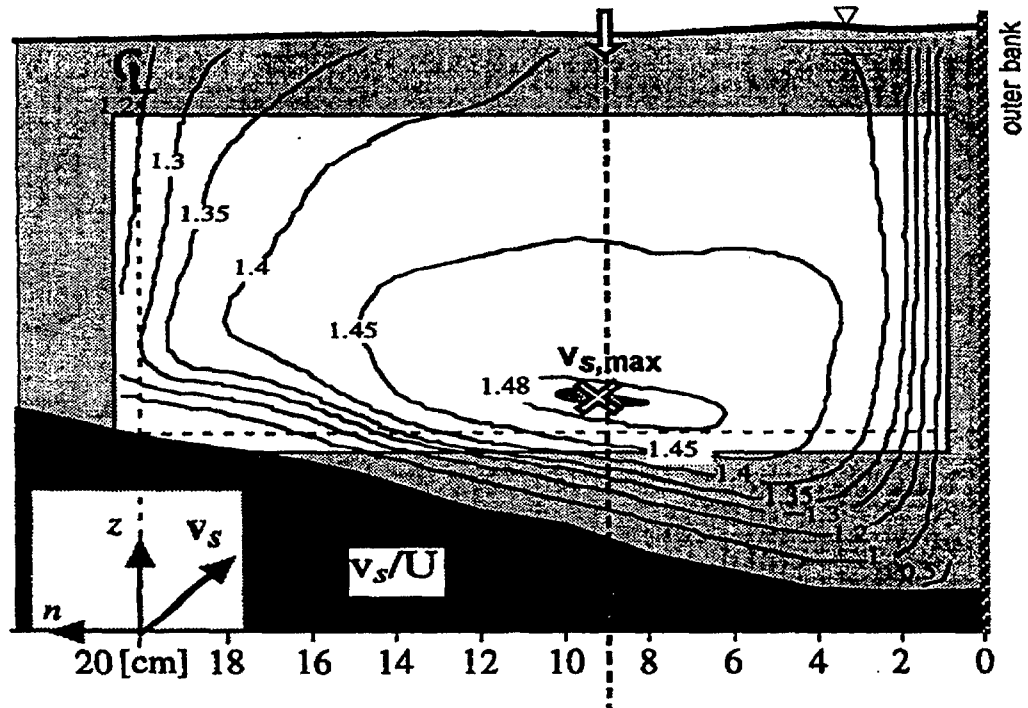


Figura 6.17.- Isolíneas de velocidad aguas abajo normalizada ( $v_s/U$ )

- La distribución del caudal unitario normalizado  $(U_s B h)/Q$ , siendo  $h$  el calado, muestra que el flujo se concentra a lo largo de la zona exterior y más profunda de la sección. La integración de este perfil demuestra que aproximadamente un 80% del caudal discurre a través de la mitad de la sección del canal (zona investigada) (ver figura 6.16).
- La célula de circulación central, con velocidades hacia el exterior de la curva cerca de la superficie y hacia el interior de la curva cerca del fondo, representa el clásico movimiento helicoidal característico del flujo en tramos curvos, con una composición vectorial de velocidades media dada por  $\sqrt{v_n^2 + v_z^2}/U = O(0.1)$ . La otra región, caracterizada por velocidades transversales más débiles aparece cerca del margen exterior de la curva. En la parte alta de esta región aparece una célula adicional de circulación, denominada célula exterior, con un sentido de circulación opuesto al de la célula central, y una composición vectorial de velocidades media dada por:

$$\sqrt{v_n^2 + v_z^2}/U = O(0.03) \quad (\text{ver figura 6.18}).$$



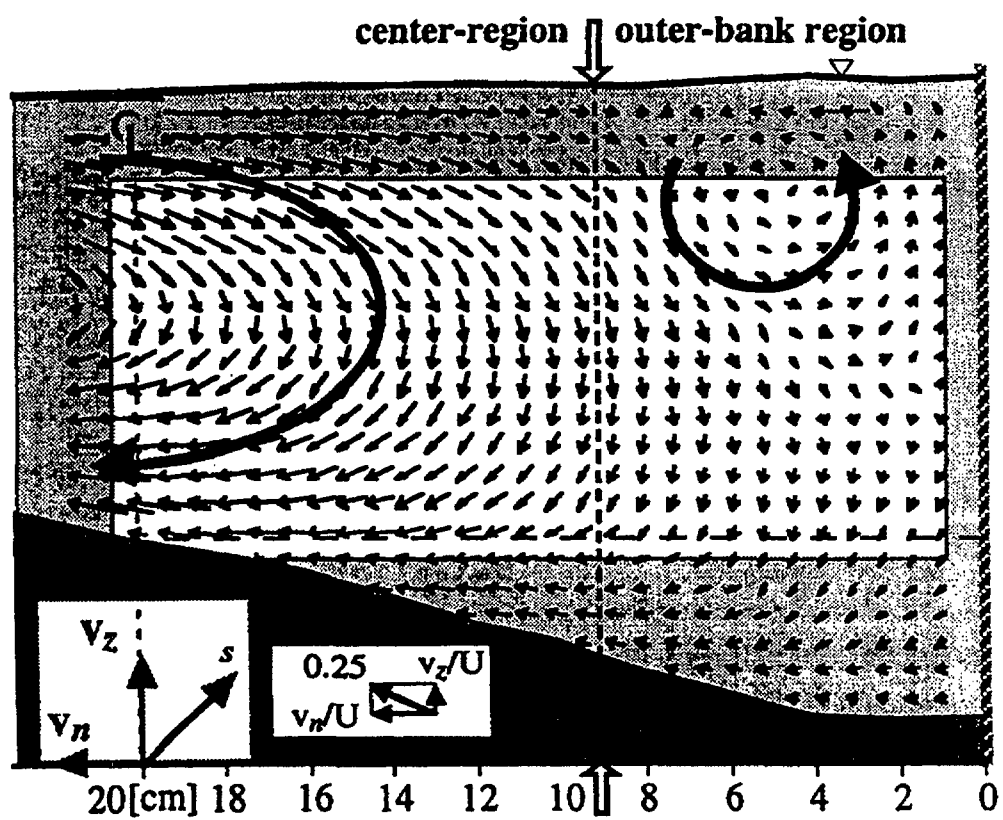


Figura 6.18.- Representación del vector de circulación transversal normalizada

$$\frac{\sqrt{(v_n^2 + v_z^2)}}{U}$$

Estas observaciones pueden ser resumidas en lo siguiente:

$$\left(\sqrt{(v_n^2 + v_z^2)}\right)_{\text{célula exterior}} \ll \left(\sqrt{(v_n^2 + v_z^2)}\right)_{\text{célula central}} \ll U$$

$$O(0.01) \text{ m/s} < O(0.04) \text{ m/s} \ll 0.38 \text{ m/s}$$

$$U = 0.38 \text{ m/s} < v_s = O(1.35 U) = O(0.5) \text{ m/s}$$

### 6.6.9.- Corrección debida al flujo secundario propuesta por Robert S. Bernard (1990)

Bernard propuso una ecuación empírica que tiene en cuenta el efecto de la vorticidad secundaria inducida por la curvatura lateral en canales con flujo superficial. Se basa en que la vorticidad de la corriente crea una tensión tractiva que transporta momento en dirección normal a la principal del flujo, lo cual puede alterar considerablemente la distribución de velocidad en el tramo curvo. El tener en cuenta la tensión tractiva que se crea debido a la circulación secundaria permite continuar usando modelos numéricos bidimensionales clásicos, introduciendo en los mismos una suave corrección de carácter tridimensional. Esto resulta aplicable para cálculos de flujo en tramos de cauce con topografía suave cuando el radio de curvatura es grande en comparación con el calado.

Las ecuaciones para el flujo secundario propuestas por Bernard son las siguientes:

- *Componente de la vorticidad normal a la dirección del flujo (uniforme en vertical):*

$$\Gamma = \frac{U\sqrt{C_f}}{\kappa h} \quad (6.69)$$

siendo:

$h$  : calado

$U$ : velocidad media local

$\kappa$ : constante de Von Karman (0.418)

- *Tensión tractiva secundaria:*

$$\tau_{xy} = \frac{\rho h^2 \Omega \Gamma}{12} \quad (6.70)$$

siendo:

$\rho$ : densidad

- *Vorticidad de la corriente:*

$$\frac{d\Omega}{dt} = \frac{\alpha U^2 \sqrt{C_f}}{rh(1 + 9h^2/r^2)} - \frac{\beta C_f U \Omega}{h} + \frac{\nabla \cdot (h \nabla \Omega)}{h} \quad (6.71)$$

Las ecuaciones (6.70) y (6.71) han sido incorporadas al modelo de cálculo *STREMP* (Bernard, 1989).

Bernard realizó ensayos sobre un tramo curvo de un canal con las siguientes características:

- |  |                   |
|--|-------------------|
| - Angulo de curvatura:                       | 100°              |
| - Sección del canal:                         | trapezoidal       |
| - Anchura de la base:                        | 2.13 m (7.00 ft)  |
| - Anchura de la superficie:                  | 2.62 m (8.60 ft)  |
| - Calado en el centro:                       | 0.14 m (0.46 ft)  |
| - Radio interior (respecto a la superficie): | 5.40 m (17.70 ft) |
| - Radio exterior (respecto a la superficie): | 8.02 m (26.30 ft) |

En las figuras que se incluyen a continuación se muestra la planta del canal utilizado y los valores de la velocidad calculados en diferentes secciones del tramo con y sin aplicación de la corrección debida al flujo secundario. Para la obtención de estas velocidades se estableció una malla de elementos finitos compuesta por 68 celdas en la dirección de la corriente principal y 46 en la dirección lateral.

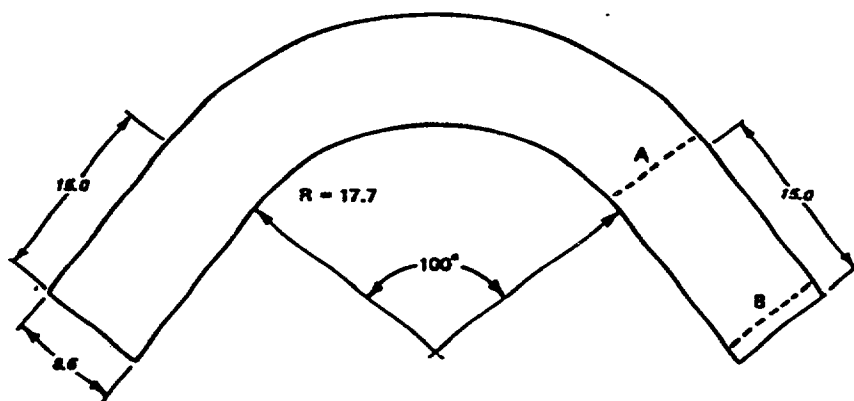
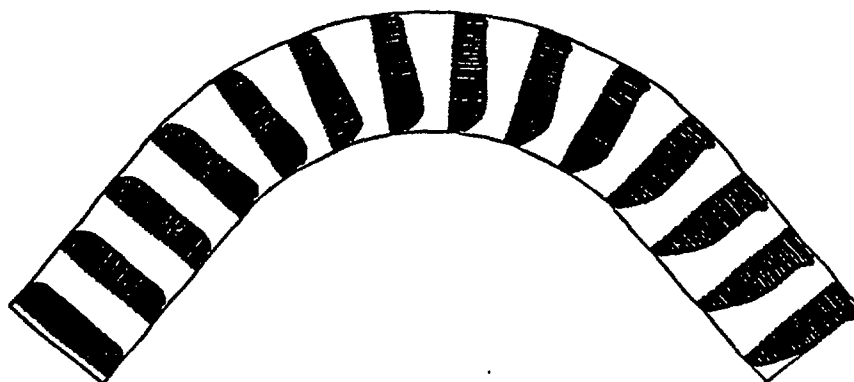
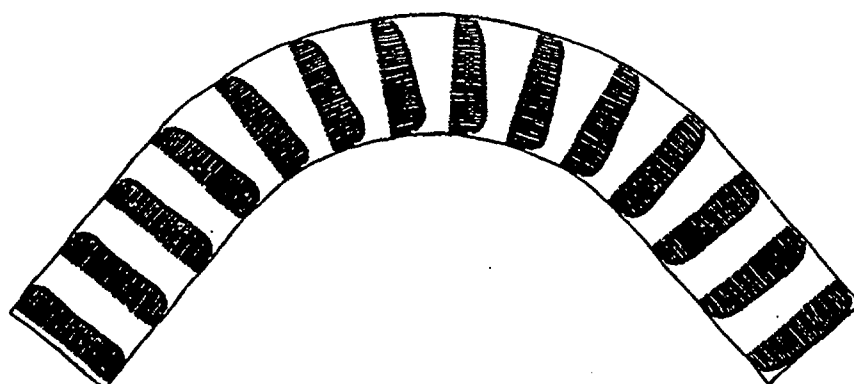


Figura 6.19.- Vista en planta del tramo de canal usado por Bernard



**Figura 6.20.- Vectores de velocidad media local calculados con la corrección debida al flujo secundario**



**Figura 6.21.- Vectores de velocidad media local calculados sin la corrección debida al flujo secundario**

Por otra parte, Maynard realizó en 1987 una serie de mediciones en este canal para un valor del caudal  $Q = 0.19 \text{ m}^3/\text{sg}$  (6.75 cfs) y un  $n^\circ$  de Manning,  $n = 0.02$ . Los resultados obtenidos fueron comparados con los cálculos realizados con el modelo *STREMR* en las secciones A y B, y se exponen en las figuras incluidas a continuación.

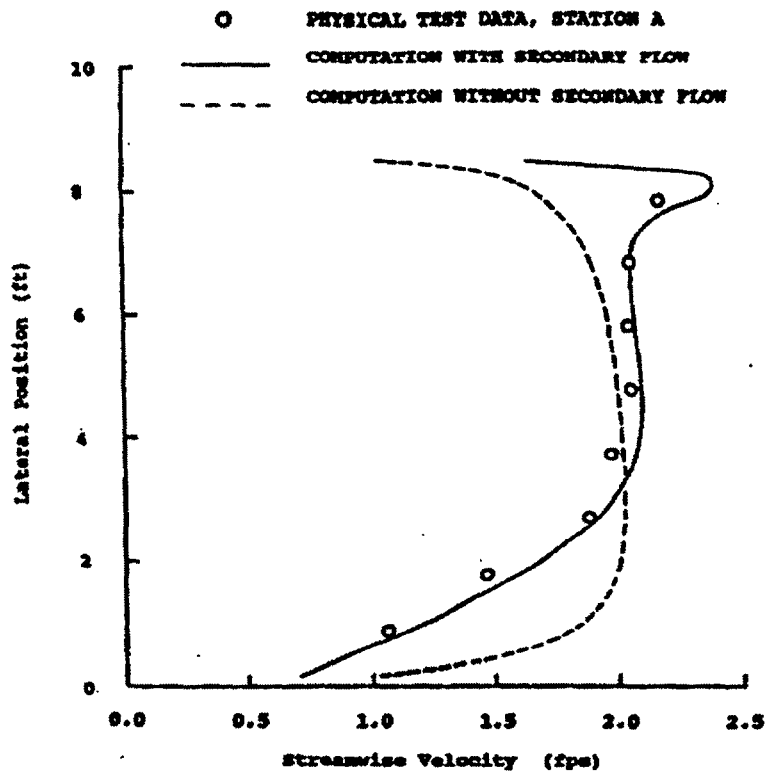


Figura 6.22.- Velocidades medias locales en la sección A

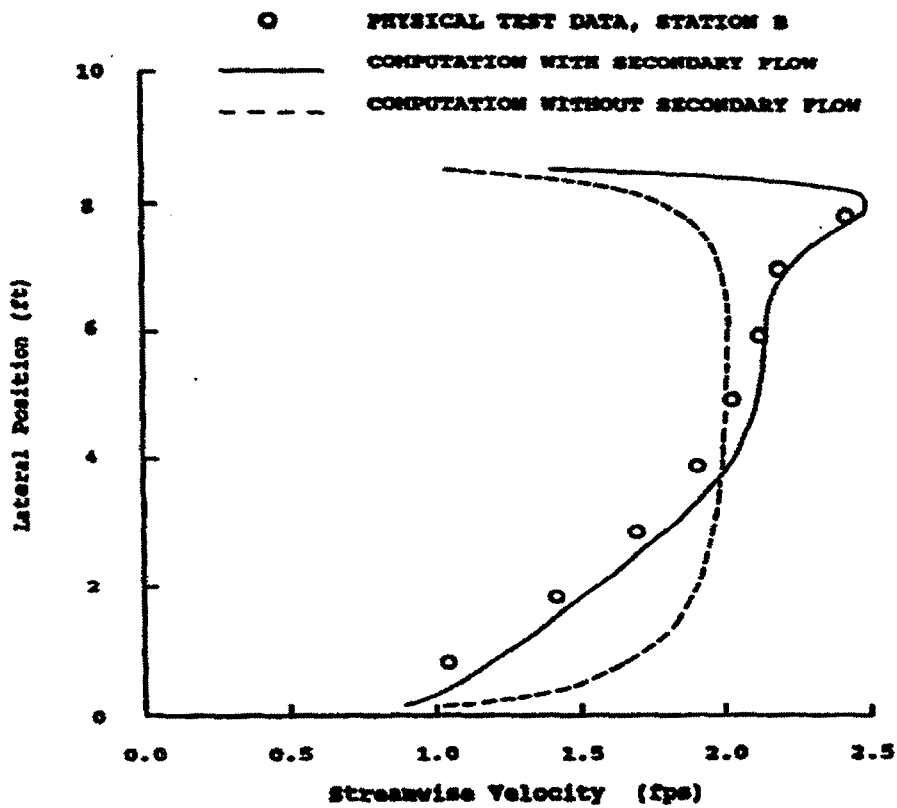


Figura 6.23.- Velocidades medias locales en la sección B

## 6.7.- Cuantificación de la influencia de la curvatura en el tamaño de la piedra para protecciones de escollera: Método del U.S.C.O.E.

De todos los métodos de cálculo de aplicables al dimensionamiento de protecciones de escollera descritos en el capítulo 4 de la presente tesis doctoral, el único que tiene en cuenta el efecto de la curvatura en planta del cauce fluvial en el cálculo del tamaño de la piedra es el desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers, en su modificación del año 1994.

Este método, cuya formulación es la siguiente:

$$D_{30} = S_F C_S C_V C_T d \left[ \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \right)^{1/2} \frac{V}{\sqrt{K_1 g d}} \right]^{2.5}$$

cuantifica el efecto de la existencia de un tramo curvo en el canal mediante el *Coefficiente de distribución vertical de velocidad*,  $C_V$ , cuya expresión para el caso de protecciones de escollera dispuestas en el talud exterior de una curva es la siguiente:

$$C_V = 1.283 - 0.20 \log(R/W) \quad \text{para } 1 < R/W < 26$$

$$C_V = 1 \quad \text{para } R/W > 26$$

Con objeto de poner de manifiesto la influencia de la curvatura en planta del cauce a la hora de abordar el dimensionamiento de una protección de escollera en un talud, se han realizado una serie de cálculos aplicando el método desarrollado por el U.S.C.O.E. y considerando la misma sección hidráulica empleada en los cálculos realizados en el capítulo 5, para diferentes valores del talud, calado y velocidad y para un valor del coeficiente de seguridad de  $SF = 1,10$  para el caso de talud 1.50/1 y  $SF = 1,20$  para los casos de taludes 2.00/1, 2.50/1 y 3.00/1.

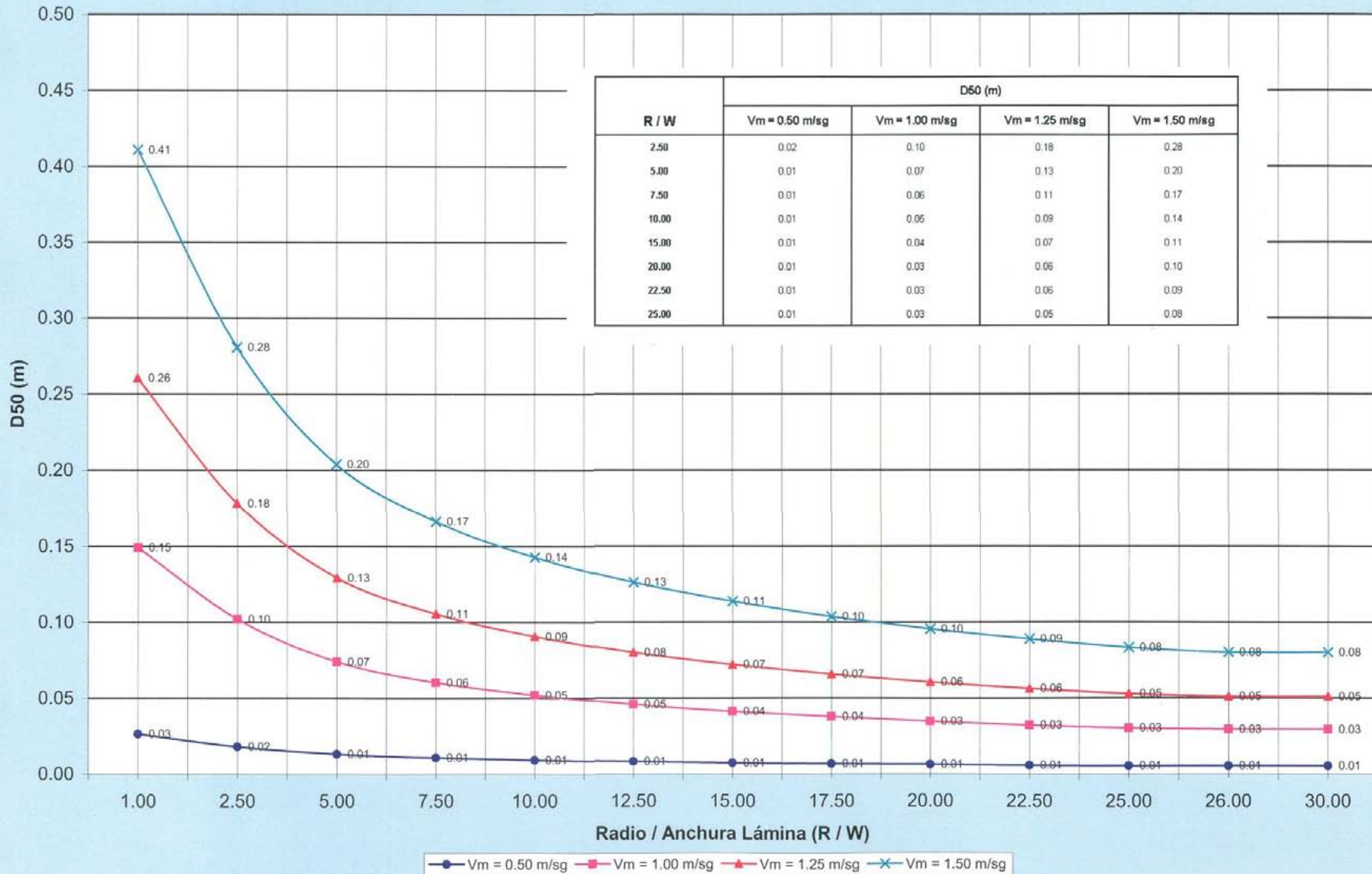
Los resultados obtenidos se exponen en los gráficos incluidos a continuación.

**6.7.1.- TALUD 1.50 / 1. SF = 1.10**

# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

MÉTODO: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS K1(2)

SF = 1.10 TALUD 1.50 / 1 CALADO = 1.00 m

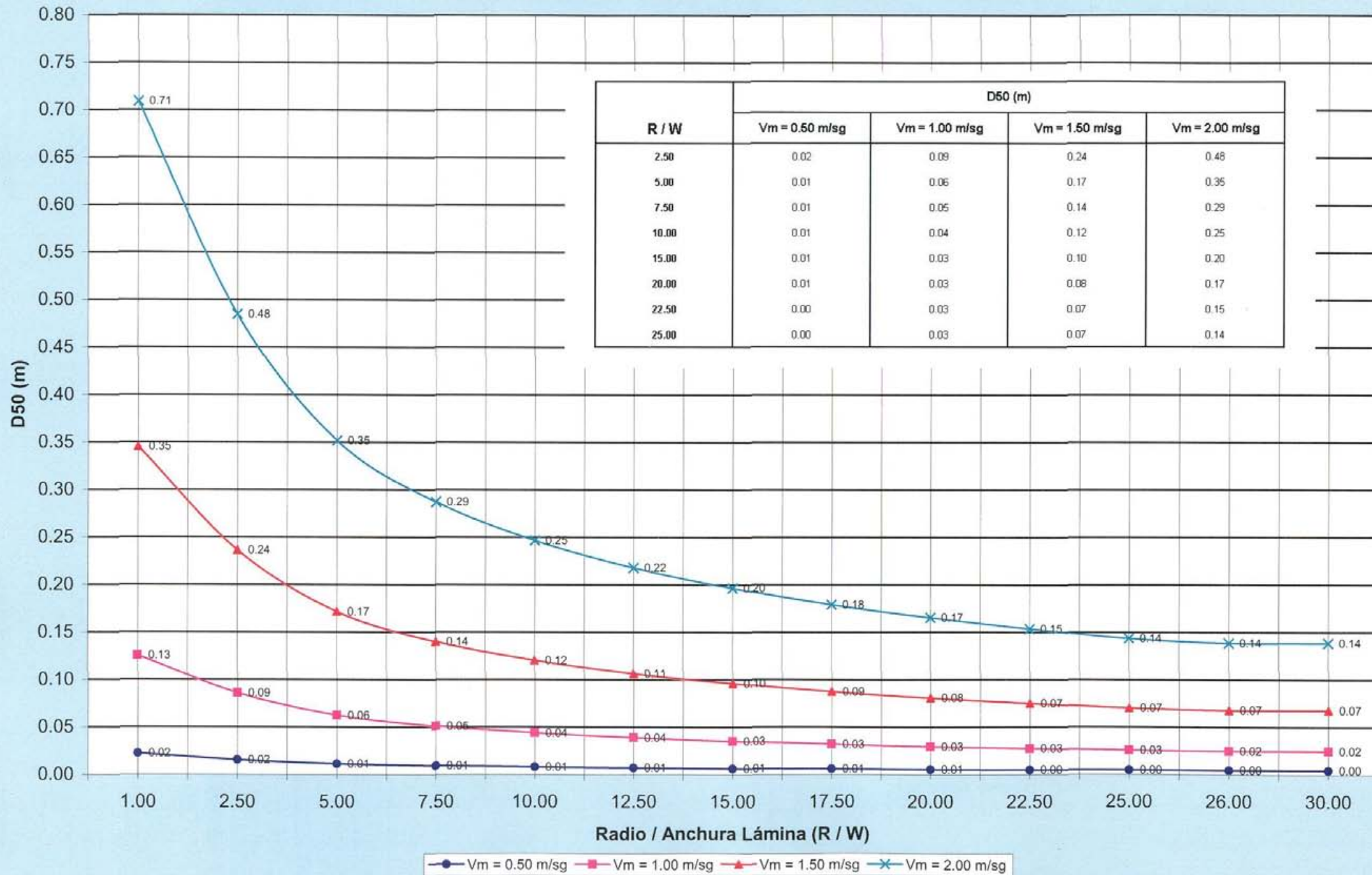




# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

MÉTODO: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS K1(2)

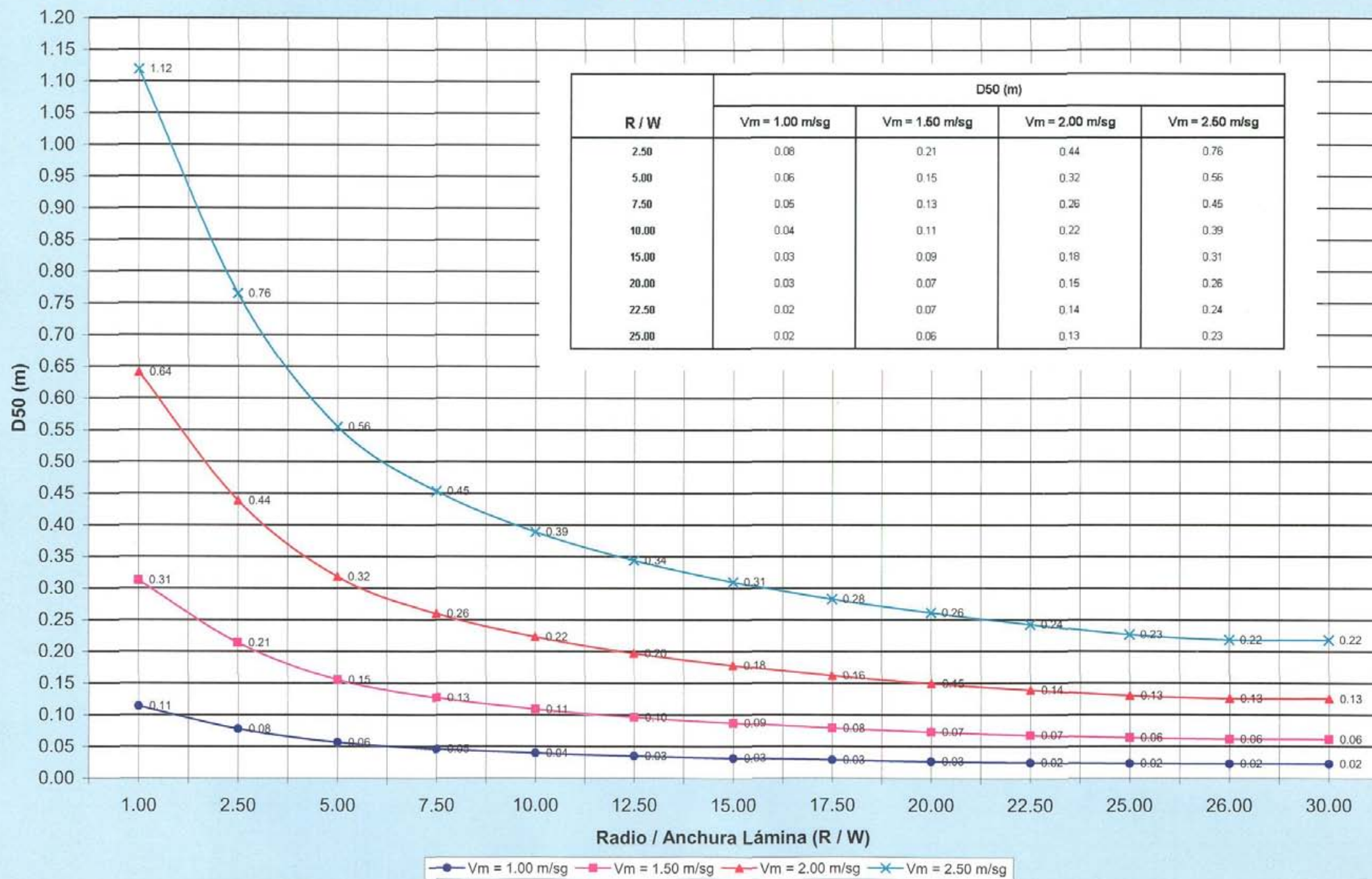
SF = 1.10 TALUD 1.50 / 1 CALADO = 2.00 m



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

MÉTODO: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS K1(2)

SF = 1.10 TALUD 1.50 / 1 CALADO = 3.00 m

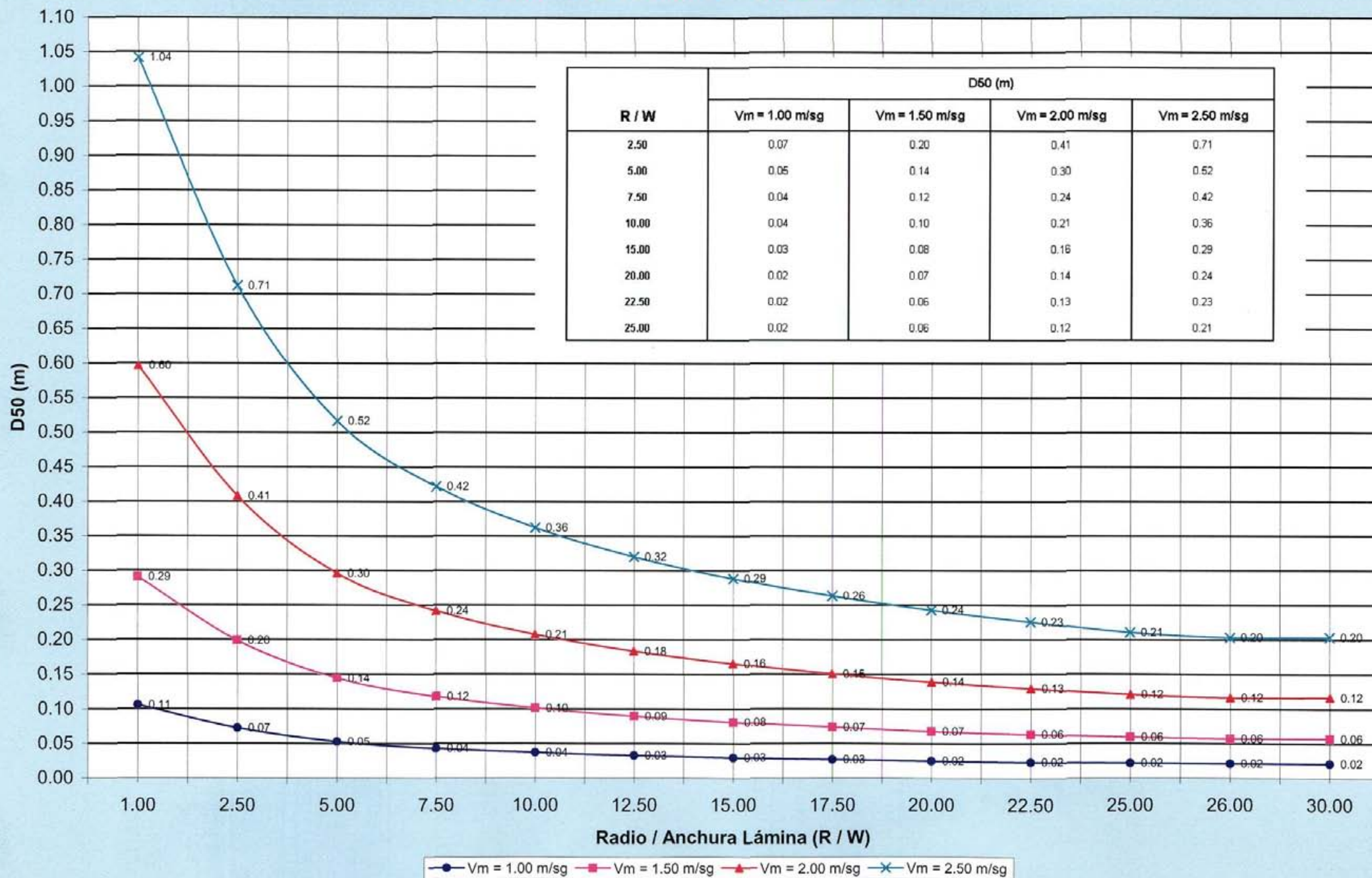




# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

MÉTODO: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS K1(2)

SF = 1.10 TALUD 1.50 / 1 CALADO = 4.00 m

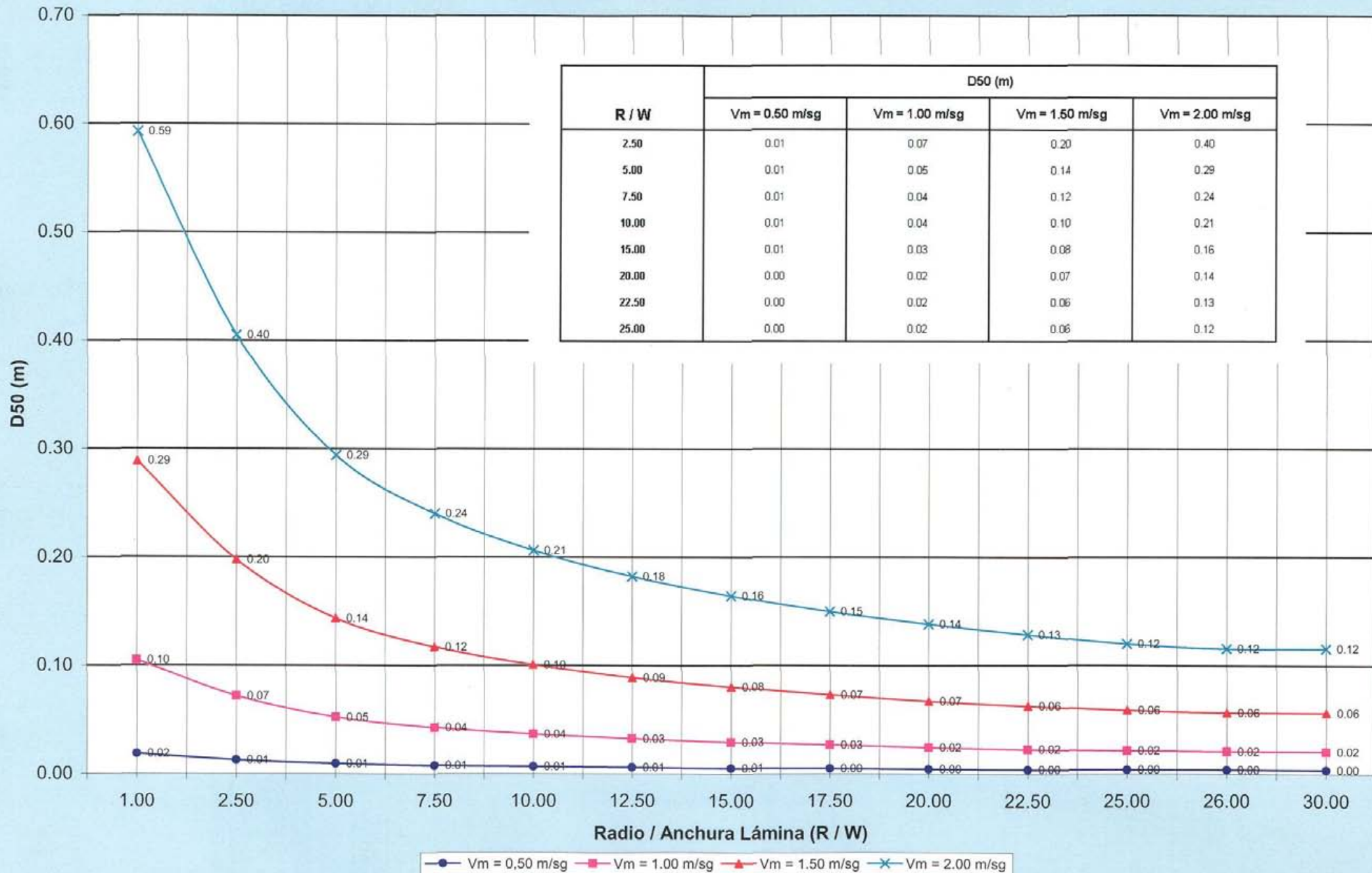


**6.7.2.- TALUD 2.00 / 1. SF = 1.20**

# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

MÉTODO: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS K1(2)

SF = 1.20 TALUD 2.00 / 1 CALADO = 1.00 m

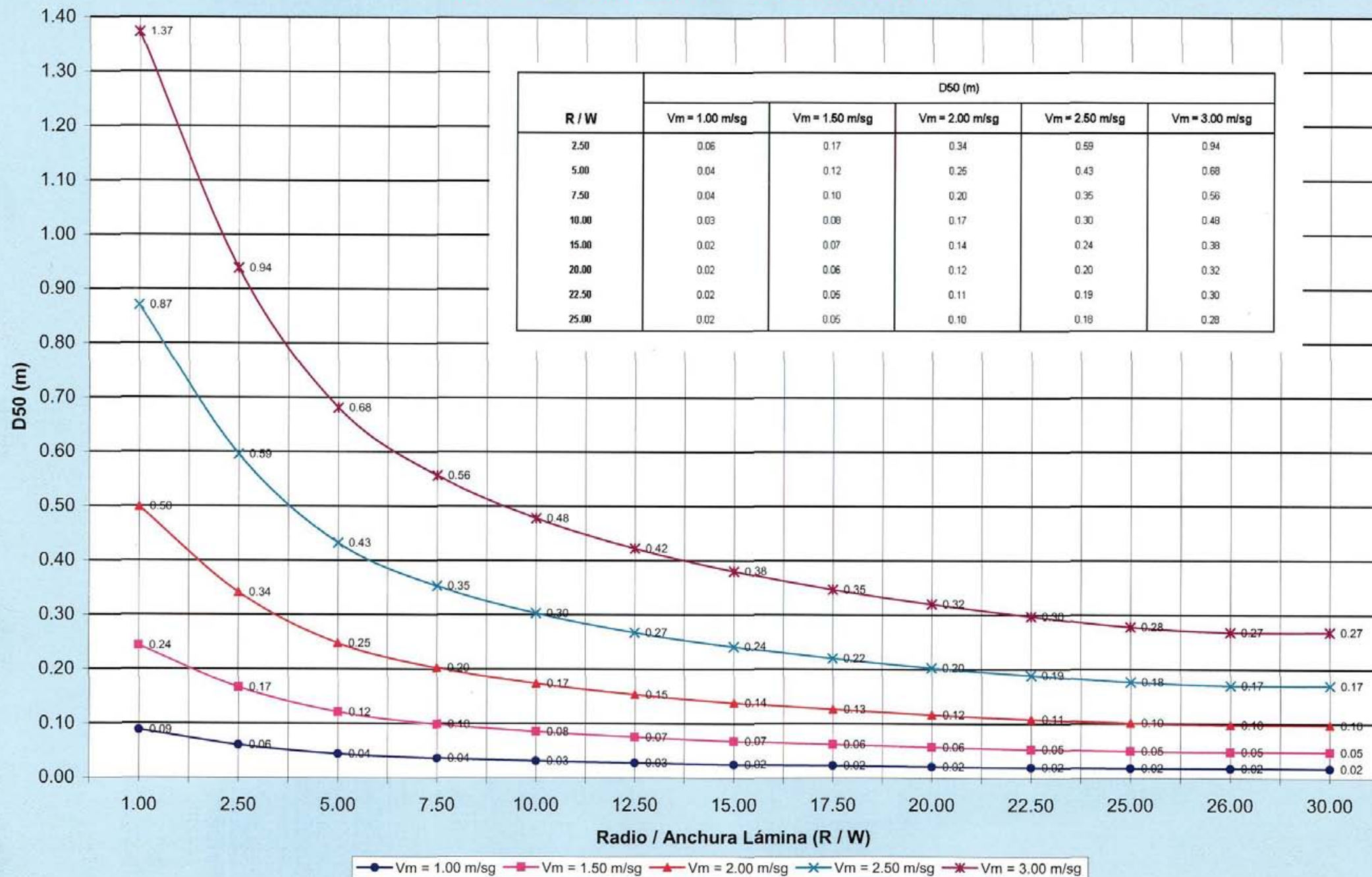




# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

MÉTODO: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS K1(2)

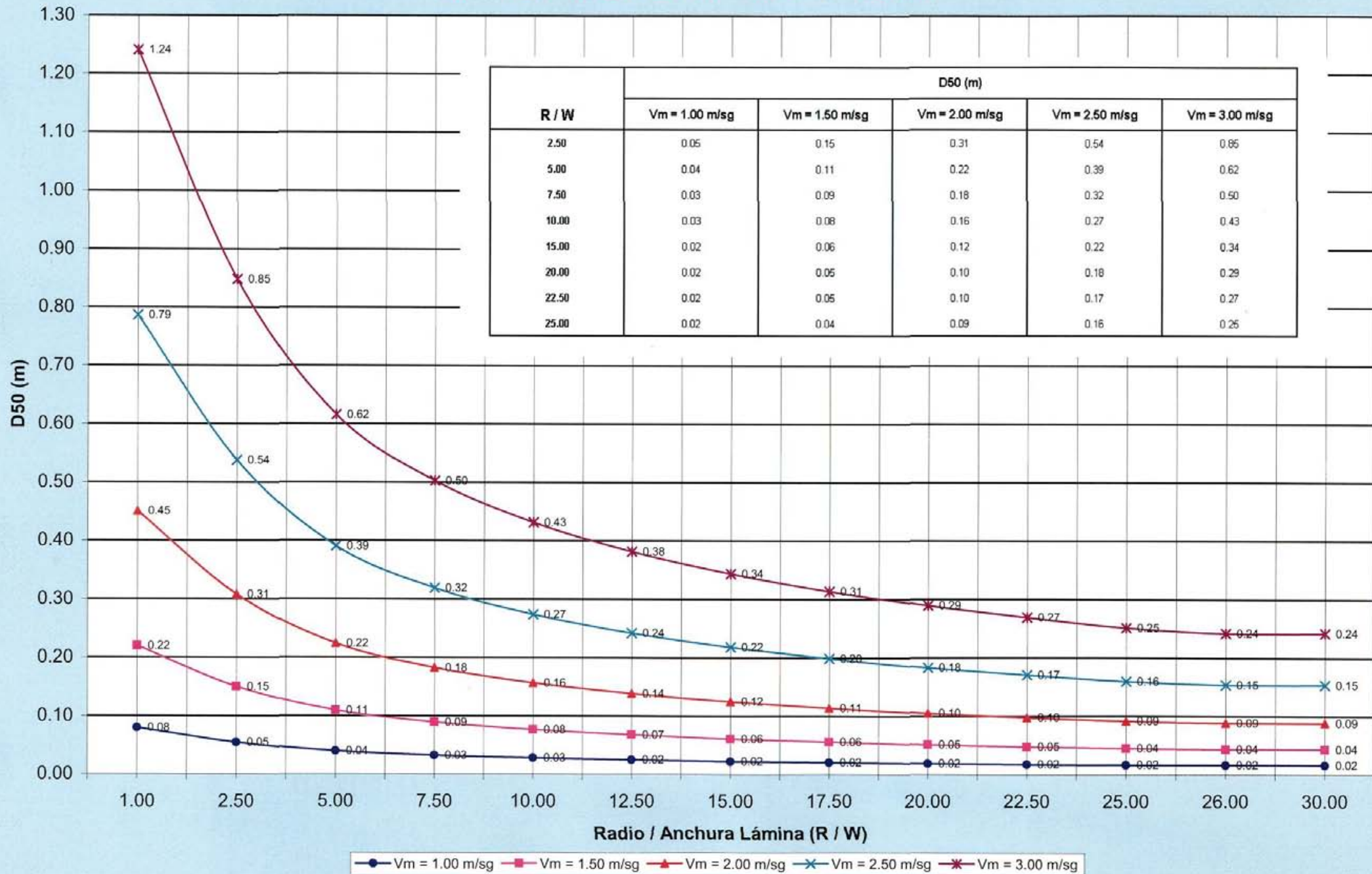
SF = 1.20 TALUD 2.00 / 1 CALADO = 2.00 m



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

MÉTODO: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS K1(2)

SF = 1.20 TALUD 2.00 / 1 CALADO = 3.00 m

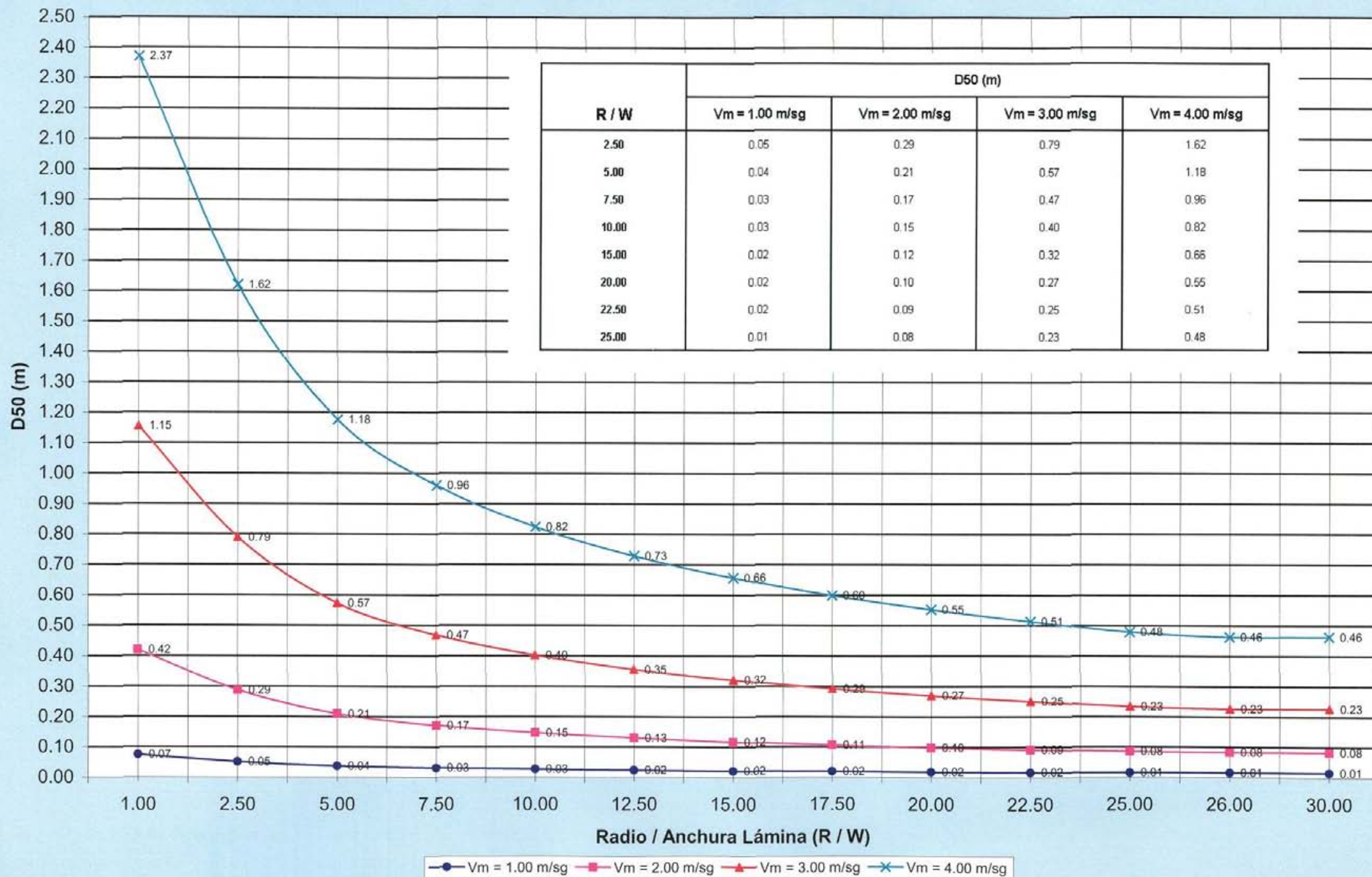




# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

MÉTODO: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS K1(2)

SF = 1.20 TALUD 2.00 / 1 CALADO = 4.00 m



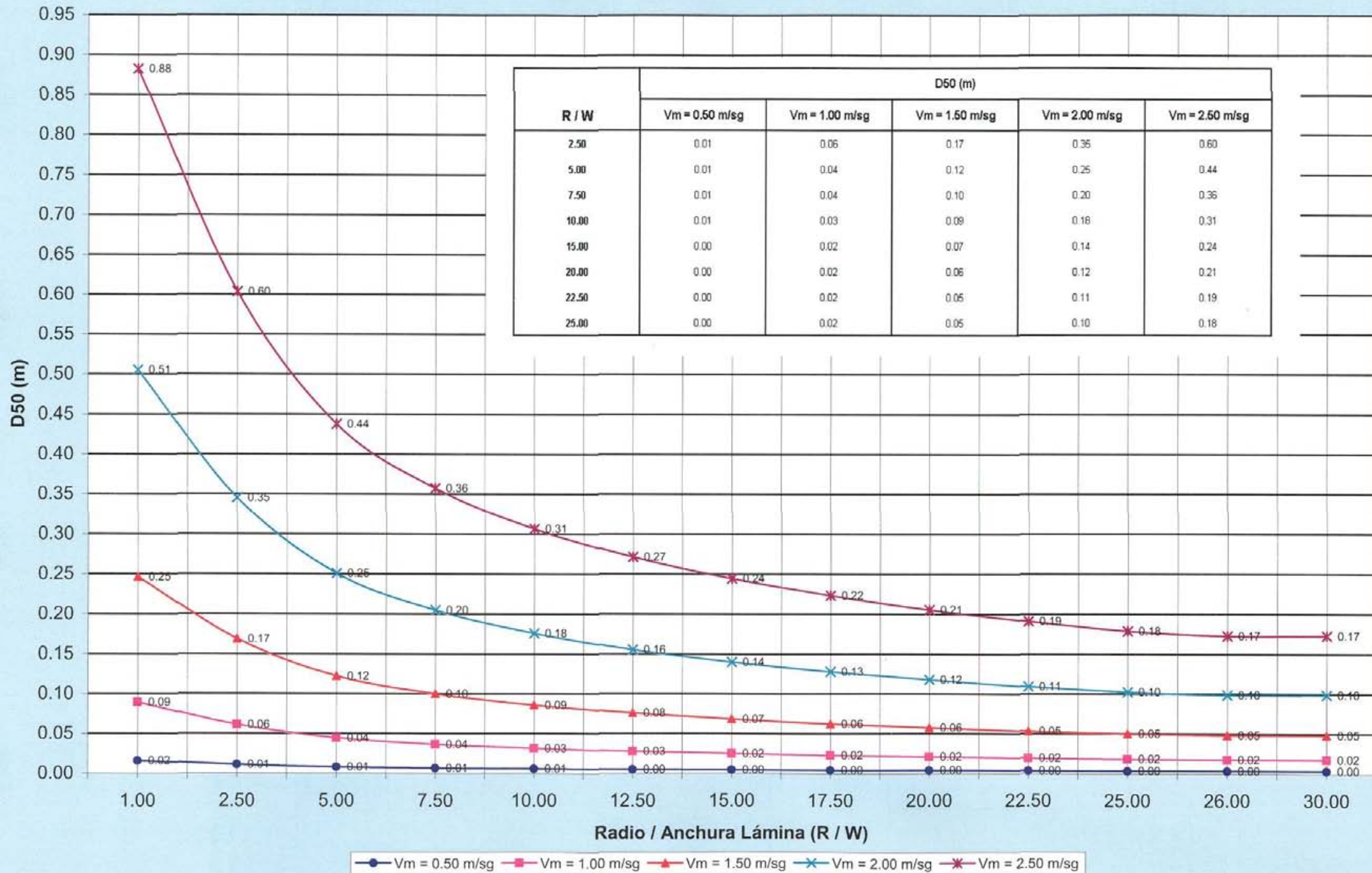


**6.7.3.- TALUD 2.50 / 1. SF = 1.20**

# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

MÉTODO: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS K1(2)

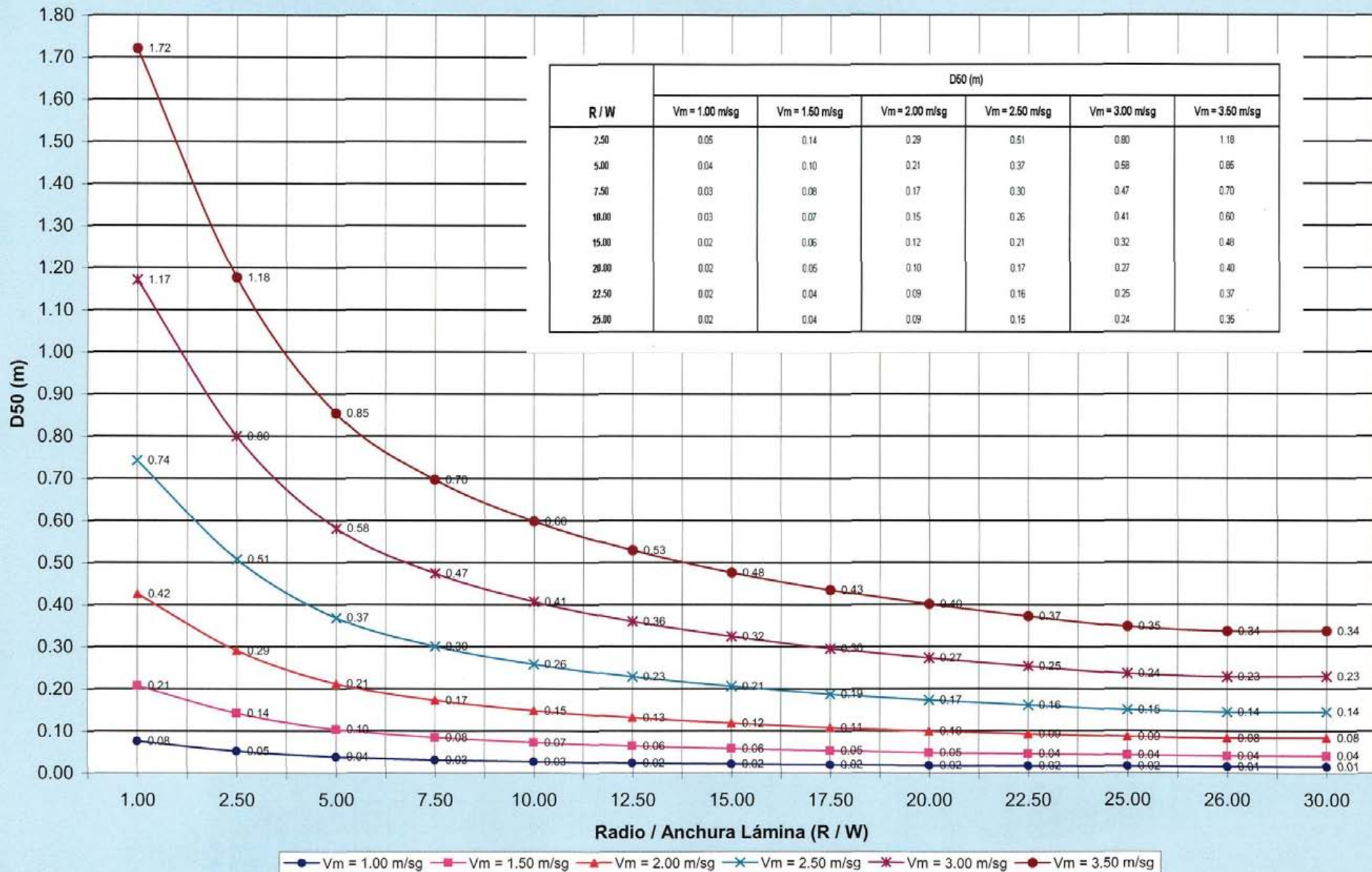
SF = 1.20 TALUD 2.50 / 1 CALADO = 1.00 m



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

MÉTODO: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS K1(2)

SF = 1.20 TALUD 2.50 / 1 CALADO = 2.00 m

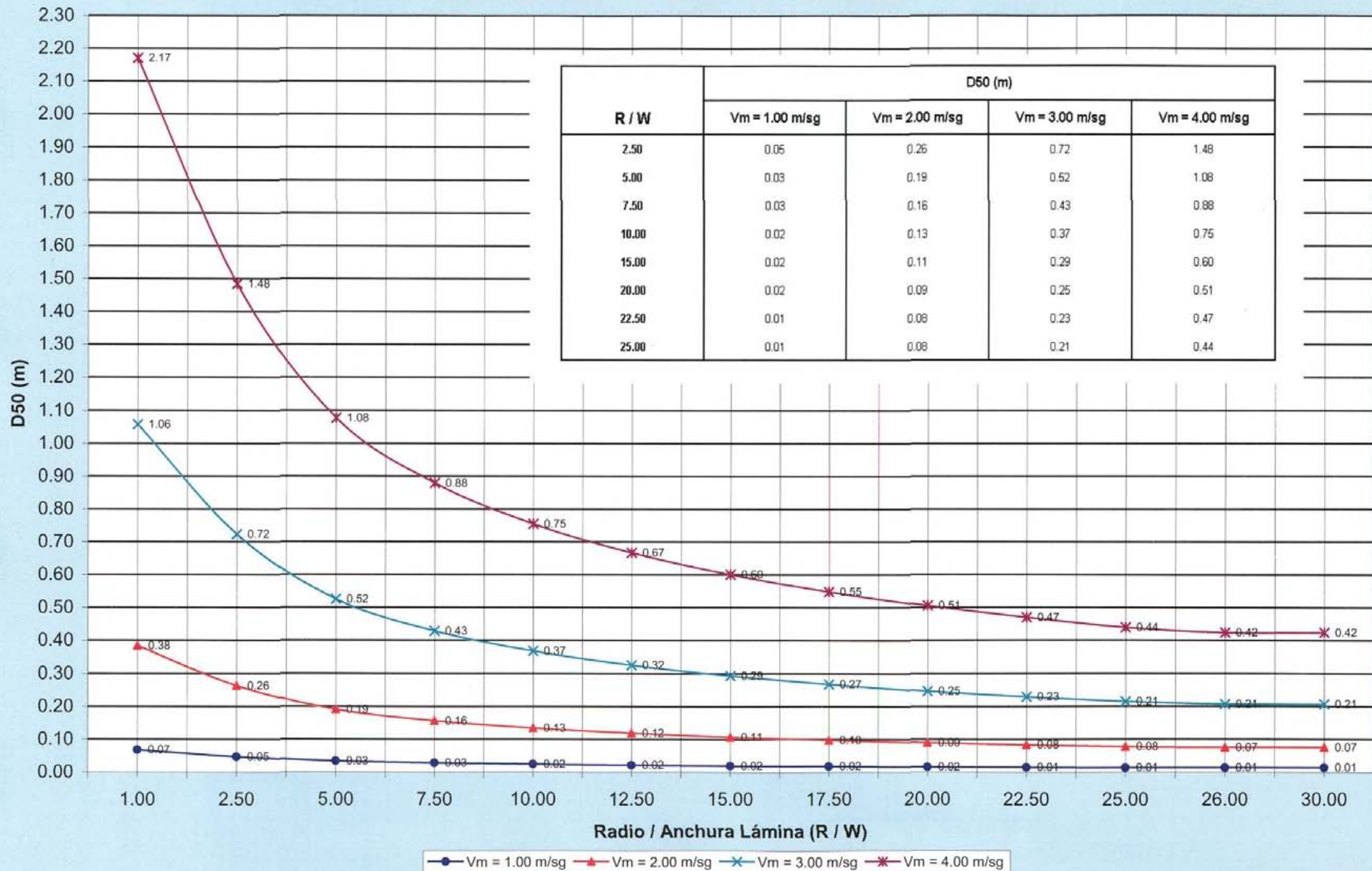




# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

MÉTODO: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS K1(2)

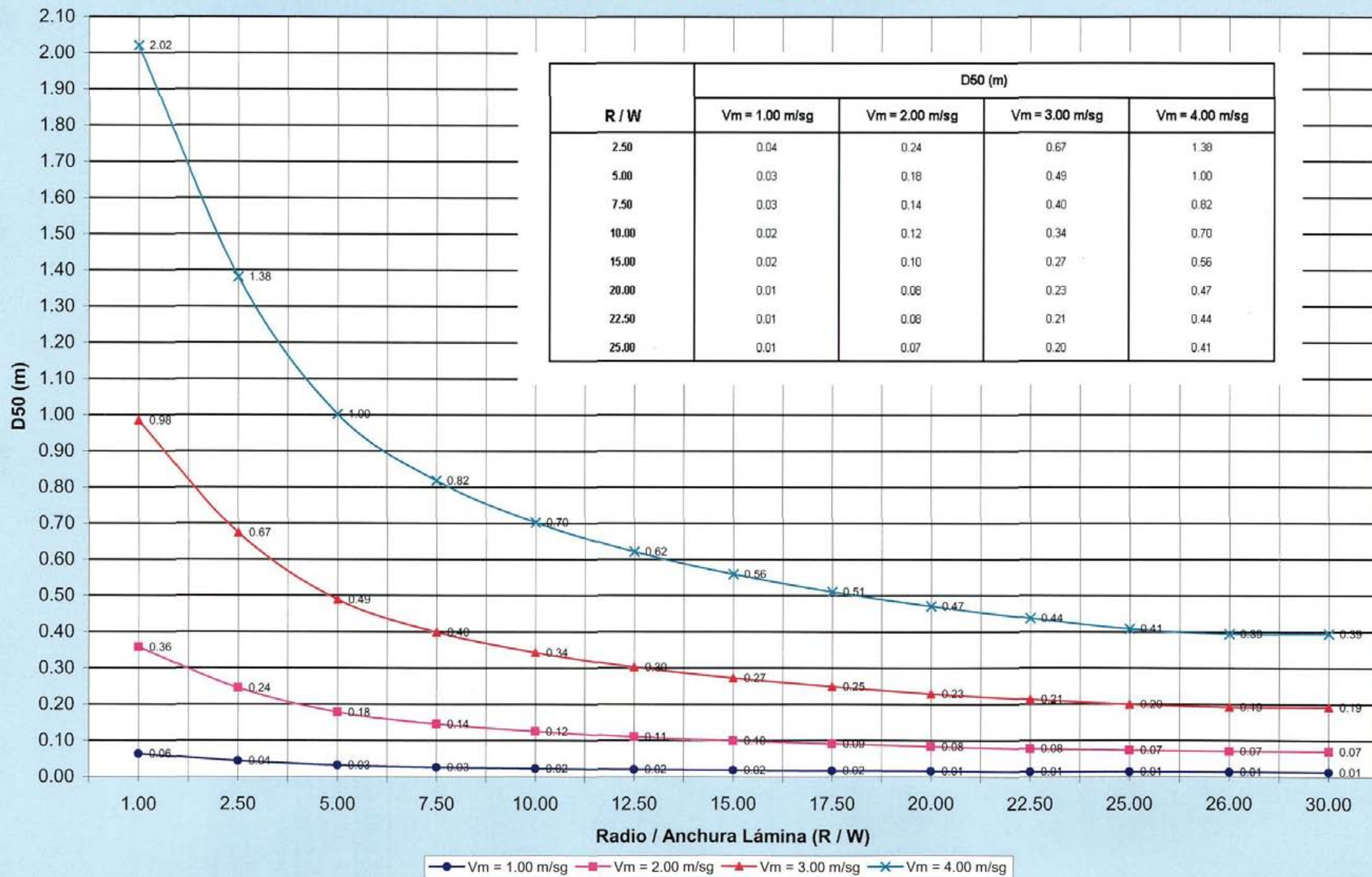
SF = 1.20 TALUD 2.50 / 1 CALADO = 3.00 m



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

MÉTODO: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS K1(2)

SF = 1.20 TALUD 2.50 / 1 CALADO = 4.00 m



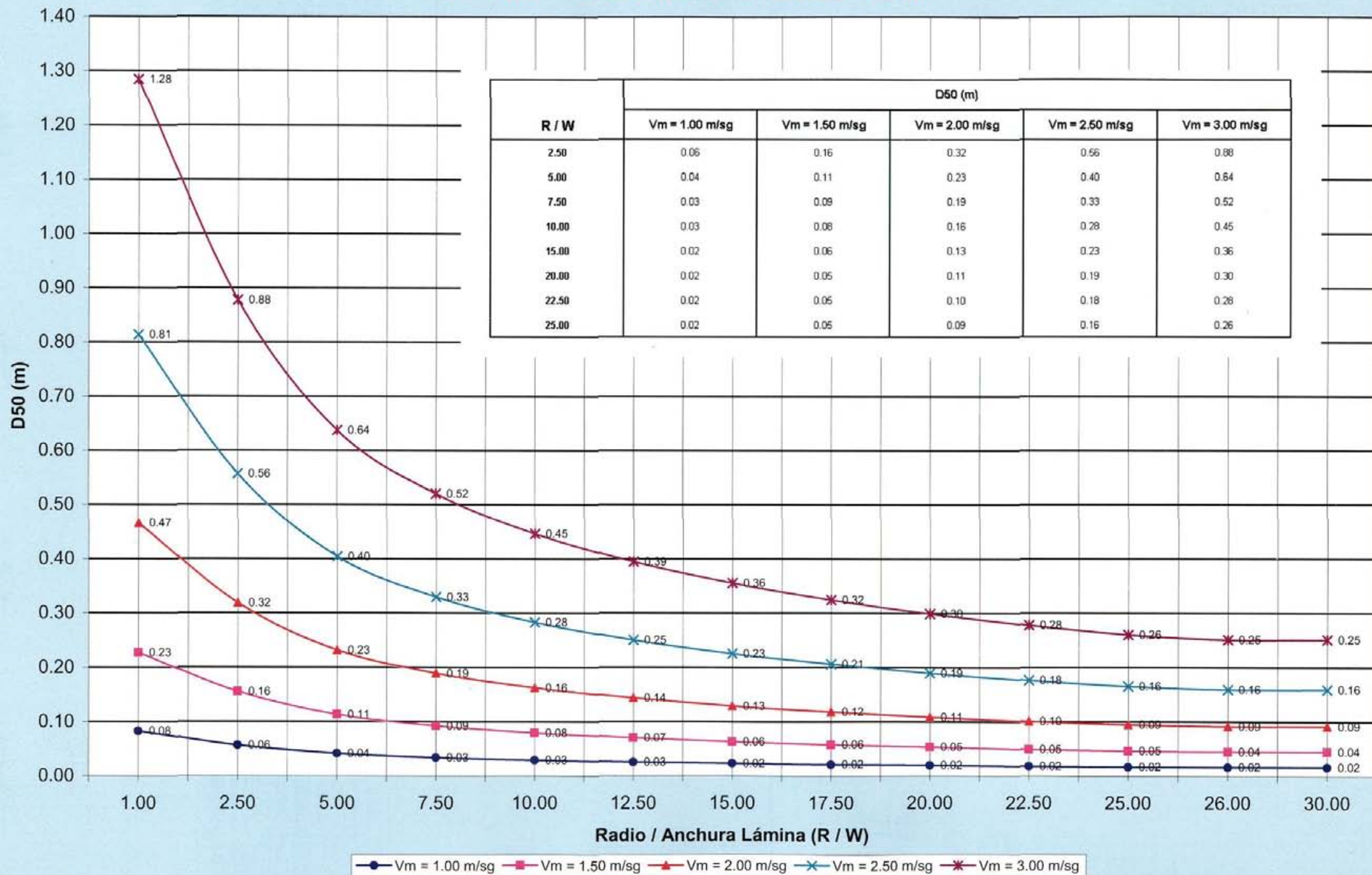
**6.7.4.- TALUD 3.00 / 1. SF = 1.20**



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

MÉTODO: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS K1(2)

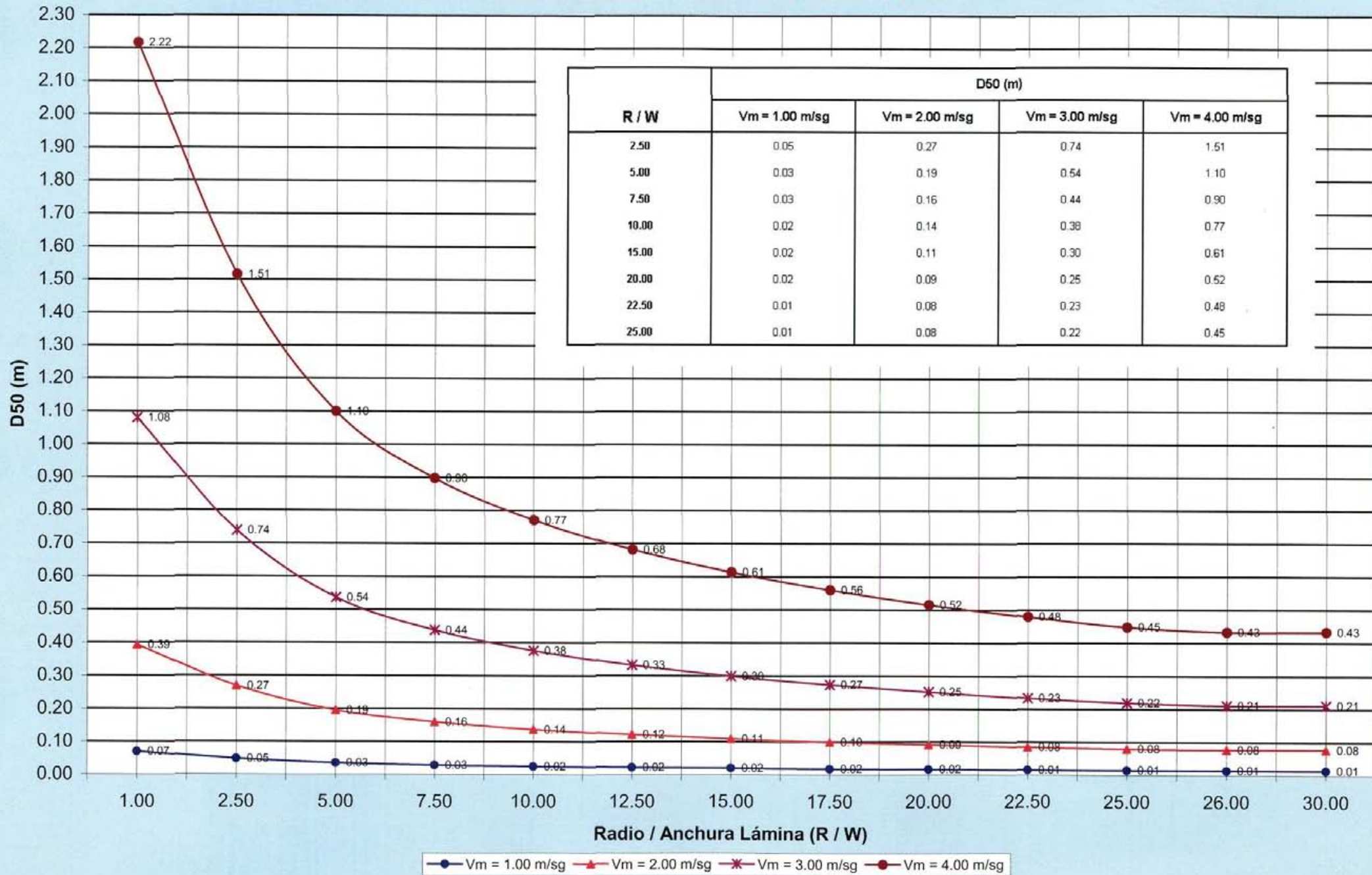
SF = 1.20 TALUD 3.00 / 1 CALADO = 1.00 m



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

MÉTODO: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS K1(2)

SF = 1.20 TALUD 3.00 / 1 CALADO = 2.00 m

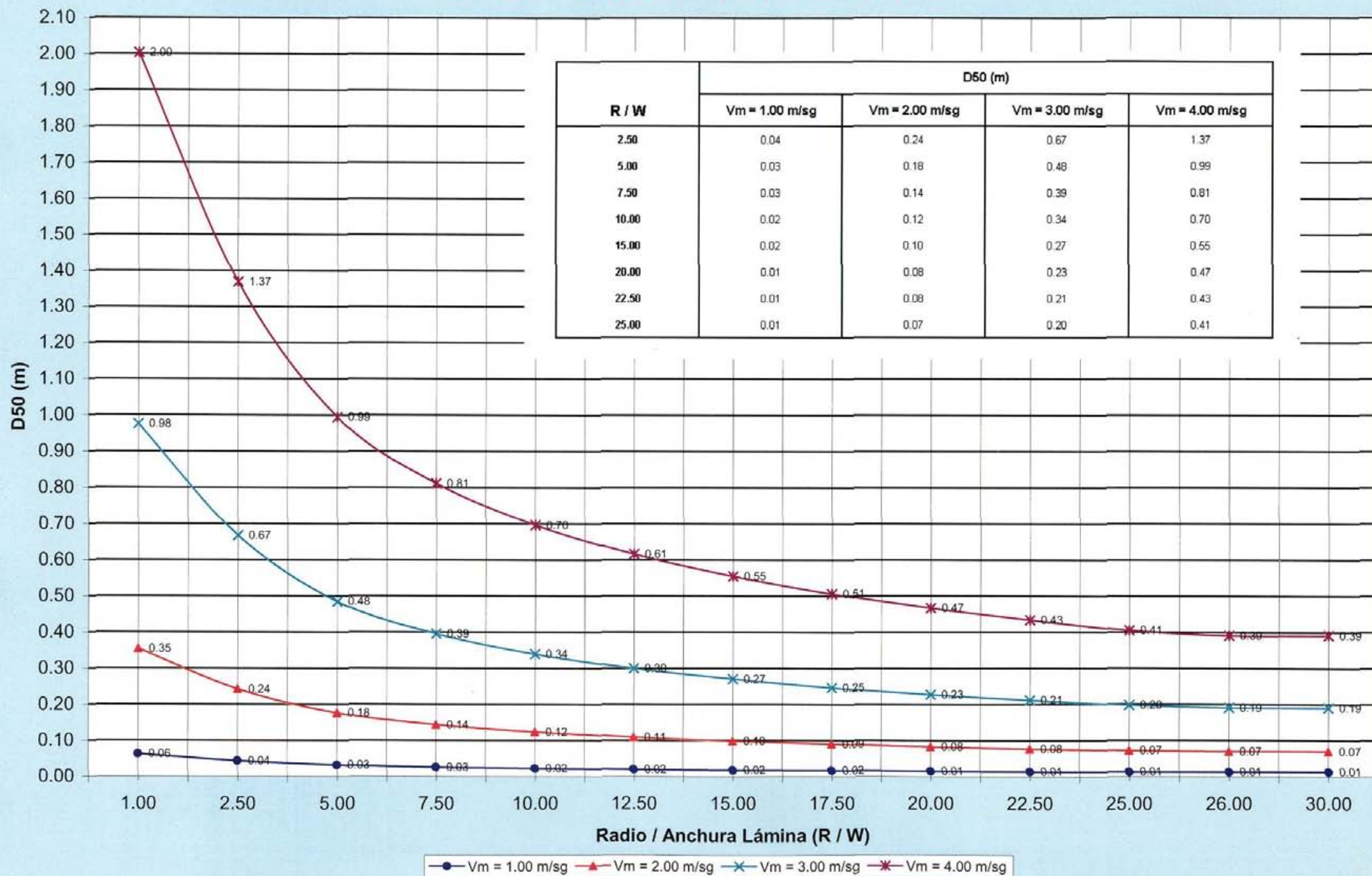




# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

MÉTODO: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS K1(2)

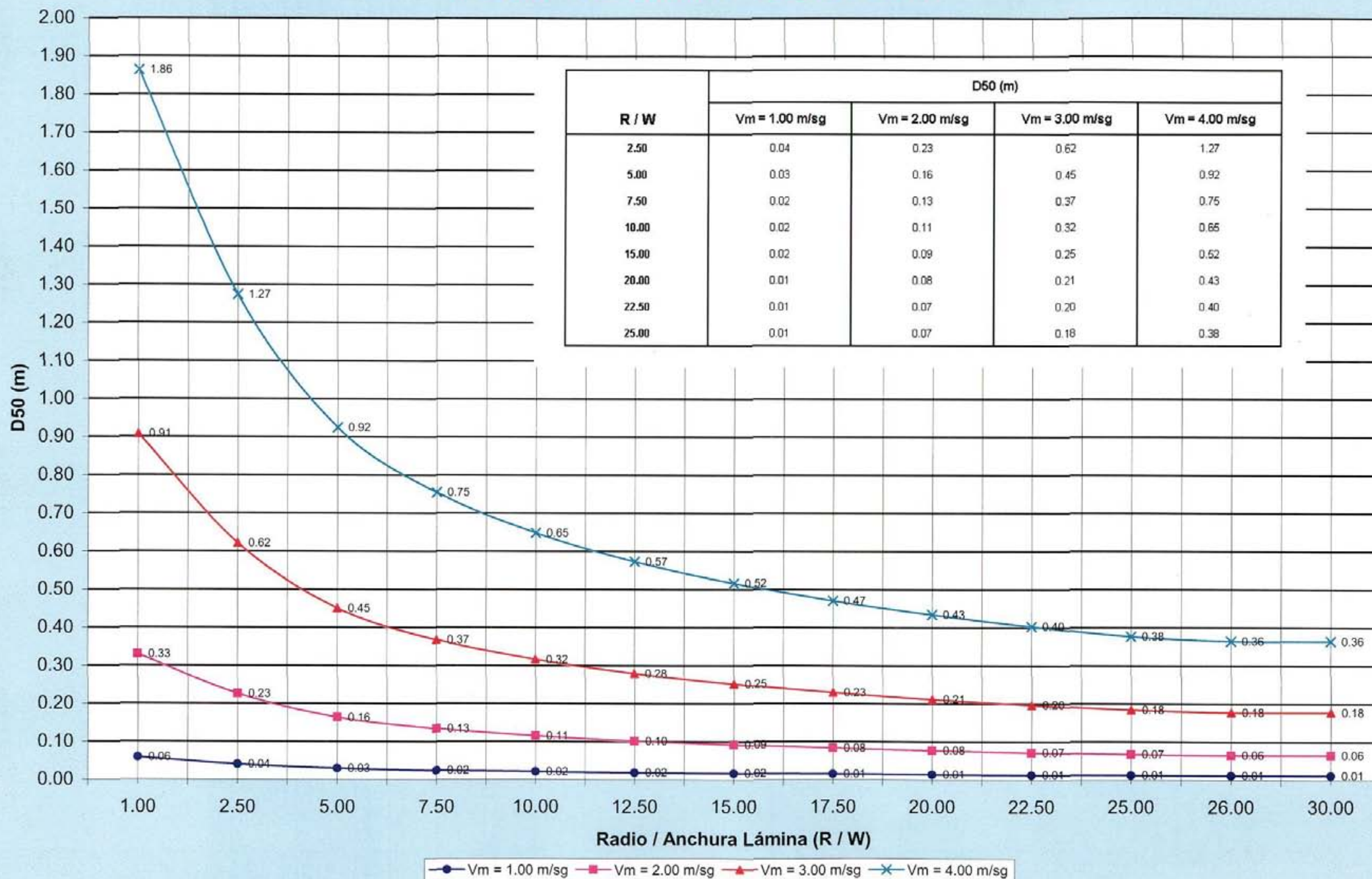
SF = 1.20 TALUD 3.00 / 1 CALADO = 3.00 m



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

MÉTODO: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS K1(2)

SF = 1.20 TALUD 3.00 / 1 CALADO = 4.00 m



## CAPITULO 7

### DESARROLLO DE UNA NUEVA FORMULACIÓN PARA EL CÁLCULO DEL TAMAÑO DE ESCOLLERA

#### 7.1.- Introducción

Una vez analizados, en capítulos anteriores, todos los métodos que abordan el análisis de estabilidad de una protección de escollera sobre un talud, se llega a la conclusión de que el más completo de ellos es aquél que tiene en cuenta la interacción de la partícula que se analiza con las partículas circundantes. Este planteamiento está realizado únicamente en el método propuesto por Simons y Senturk.

Sin embargo, esta metodología no contempla ninguna corrección aparente, ni sobre los parámetros de cálculo ni sobre los resultados obtenidos, en el caso de una protección de escollera sobre un talud de un tramo curvo de un canal, o con incidencia directa del flujo sobre la misma.

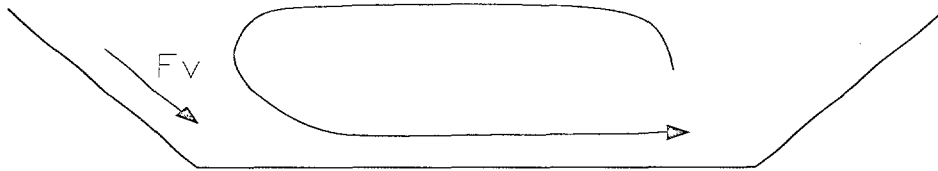
Es por ello que el objetivo de este capítulo sea, bien el intentar establecer algún coeficiente de corrección en la citada formulación, o bien modificar dicha formulación para tener en cuenta el efecto de la curvatura o de la incidencia directa del flujo sobre el talud en el que se coloca la protección de escollera.

El primer intento de cuantificar dicho efecto se realiza mediante la incorporación en el análisis clásico de una nueva fuerza, que denominaremos  $F_v$ , la cual equivale al efecto del flujo secundario (típico en los tramos curvos) sobre el talud exterior de una curva. Esta fuerza  $F_v$ , tendrá por tanto la misma dirección que la fuerza  $W \sin \theta$ .

## 7.2.- Incorporación en el análisis de una fuerza que cuantifica el efecto del flujo secundario que tiene lugar en una curva

Partiendo del análisis clásico, se incorpora al mismo una nueva fuerza, que vamos a denominar  $F_v$ , con la cual se pretende cuantificar el efecto del flujo secundario sobre el talud exterior de un tramo curvo de un canal con objeto de tenerlo en cuenta en el dimensionamiento de protecciones de escollera colocadas sobre dicho talud para diferentes situaciones de inclinación de éste, ángulo de la curva, velocidad y calado.

Como el flujo secundario que tiene lugar en un tramo curvo de un canal tiene la forma representada en la *figura 7.1*, al realizar el análisis de estabilidad de una partícula colocada sobre el talud exterior de una curva, este efecto se puede incorporar al análisis como una nueva fuerza  $F_v$  con la misma dirección y sentido que el término clásico  $W_s \cdot \sin \theta$ . La dirección de la fuerza se intuye fácilmente, por la simple observación de la *figura 7.1*, y el sentido adoptado ha sido el que correspondería a una partícula situada en el talud exterior de la curva, el cual a efectos de cálculo sería el más desfavorable, es decir aquél que proporcionaría el mayor tamaño de escollera y el que estaría, por tanto, del lado de la seguridad.

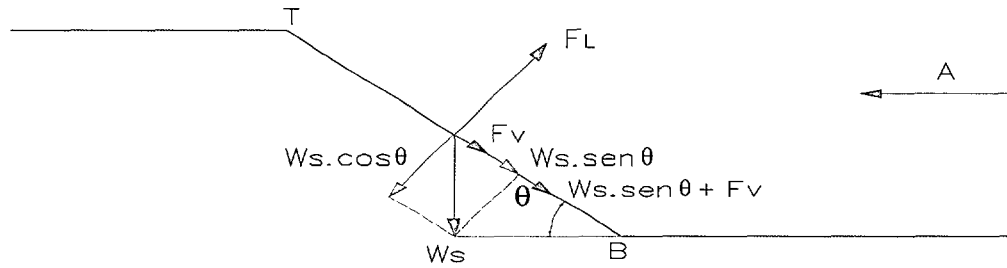


**Figura 7.1.- Flujo secundario en una curva de un canal**

Incorporando entonces la fuerza  $F_v$  como un nuevo parámetro en el análisis de estabilidad, las fuerzas actuantes sobre la partícula serían las representadas en la *figura 7.2*, cuya notación es la siguiente:

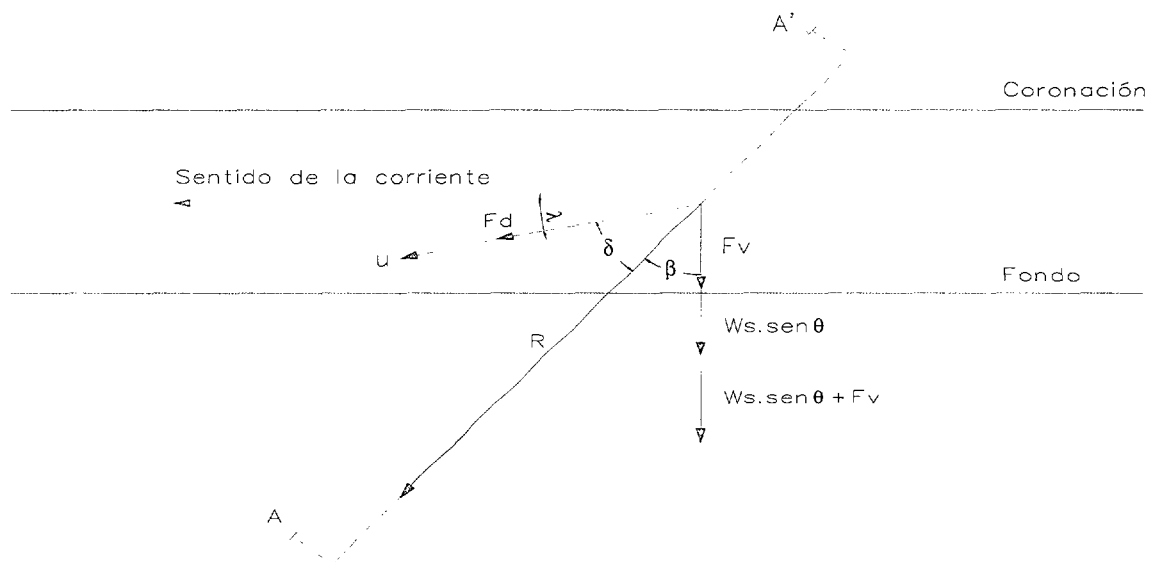
- $F_L$ : Fuerza ascensional sobre la partícula debida a la existencia de flujo
- $F_d$ : Fuerza de arrastre que ejerce el fluido sobre la partícula
- $W_s$ : Peso sumergido de la partícula
- $F_v$ : Fuerza que ejerce el fluido sobre la partícula debido a los movimientos secundarios que se originan en la curva
- $\theta$ : Ángulo que forma el talud con el fondo del cauce

- $\lambda$ : Ángulo que forma la dirección del flujo con la línea de fondo de cauce (caso de flujo oblicuo)
- $\delta$ : Ángulo que forma la resultante de las fuerzas con la dirección de la velocidad o de la fuerza de arrastre ejercida sobre la partícula
- $\beta$ : Ángulo que forma la resultante de las fuerzas con la dirección de  $F_v$  y de  $W_s \sin \theta$



(a)

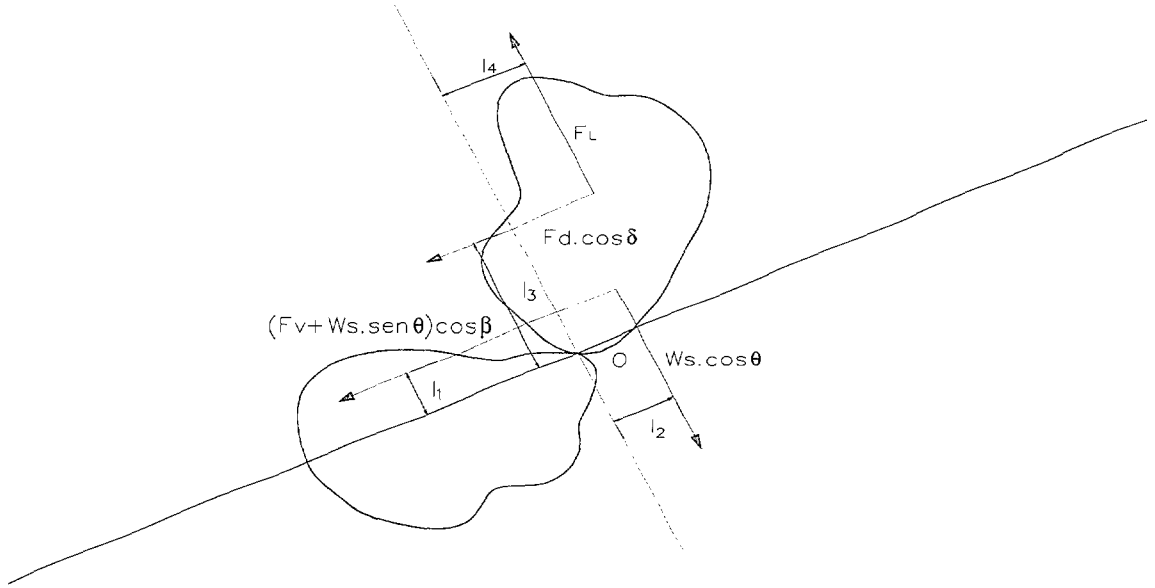
y mirando de frente al talud:



(b)

Figura 7.2.- Incorporación al análisis de la nueva fuerza  $F_v$

Dando un corte en la figura 7.2 (a) por el plano AA', se tiene:



**Figura 7.3.- Fuerzas actuantes**

Tomando momentos de las fuerzas que se originan respecto al punto de contacto O (punto de rotación), entre esta partícula y una vecina, estos momentos serán de dos tipos:

- *Momentos estabilizadores*, o momentos que tienden a dejar la partícula en su sitio
- *Momentos desestabilizadores*, o momentos que tienden a hacer rodar la partícula fuera de su posición.

La expresión de estos momentos es la siguiente:

- *Momentos estabilizadores:*

$$M_E = W_s \cdot \cos \theta \cdot l_2$$

- *Momentos desestabilizadores:*

$$M_{D1} = (F_v + W_s \cdot \sin \theta) \cos \beta \cdot l_1$$

$$M_{D2} = F_d \cdot \cos \delta \cdot l_3$$

$$M_{D3} = F_L \cdot l_4$$

y la relación que define el equilibrio de la partícula:

$$M_E = M_{D1} + M_{D2} + M_{D3}$$

es decir:

$$W_S \cdot \cos \theta \cdot l_2 = (F_V + W_S \sin \theta) \cdot \cos \beta \cdot l_1 + F_d \cdot \cos \delta \cdot l_3 + F_L \cdot l_4$$

El coeficiente de seguridad (  $SF$  ) frente a la rodadura de la partícula  $P$  se puede definir como la relación entre los momentos estabilizadores y los momentos desestabilizadores, es decir:

$$SF = \frac{W_S \cdot \cos \theta \cdot l_2}{(F_V + W_S \sin \theta) \cdot \cos \beta \cdot l_1 + F_d \cdot \cos \delta \cdot l_3 + F_L \cdot l_4} \quad (7.1)$$

A partir de esta ecuación general del factor de seguridad, se pueden hacer suposiciones o hipótesis tendentes a realizar simplificaciones y establecer relaciones con el resto de parámetros que pueden influir en la estabilidad.

#### A) Caso de no existencia de flujo

En el caso de no existencia de flujo, es decir agua parada, si se incrementa el valor del ángulo que forma el talud con la horizontal hasta hacerlo coincidir con el valor del ángulo de rozamiento interno de la escollera, el coeficiente de seguridad se hace igual a la unidad ( $SF = 1$ ), tomando el resto de parámetros los valores siguientes:

$$\theta = \phi$$

$$\beta = 0^\circ$$

$$\lambda = 0^\circ$$

$$\delta = 90^\circ - \lambda - \beta = 90^\circ$$

$$F_V = 0$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación (7.1) ésta se reduce a:

$$1 = \frac{W_S \cdot \cos \phi \cdot l_2}{W_S \cdot \sin \phi \cdot l_1} \quad (7.2)$$

y simplificando queda:

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{l_2}{l_1} \quad (7.3)$$

es decir que el ángulo de rozamiento de la escollera queda caracterizado por el ratio de los brazos de las fuerzas actuantes.

Dividiendo ahora el numerador y denominador de la ecuación (7.1) por el término  $W_S l_1$ , se obtiene:

$$SF = \frac{\frac{W_S \cdot \cos \theta \cdot l_2}{W_S l_1}}{\frac{(F_V + W_S \cdot \sin \theta) \cdot \cos \beta \cdot l_1}{W_S l_1} + \frac{F_d \cdot \cos \delta \cdot l_3}{W_S l_1} + \frac{F_L \cdot l_4}{W_S l_1}}$$

y agrupando términos, la ecuación queda de la siguiente forma:

$$SF = \frac{\cos \theta \cdot \operatorname{tg} \phi}{\frac{F_V \cdot \cos \beta \cdot l_1}{W_S l_1} + \frac{W_S \cdot \sin \theta \cdot \cos \beta \cdot l_1}{W_S l_1} + \frac{l_3}{l_1} \frac{F_d}{W_S} \cos \delta + \frac{l_4 F_L}{l_1 W_S}} \quad (7.4)$$

A partir de esta ecuación se define una nueva variable,  $\eta'$ , relacionada con el parámetro de Shields y denominada *número de estabilidad para partículas colocadas sobre un talud*. Esta variable se puede definir de dos maneras diferentes:

- i) Sin incluir en la misma el valor de la nueva fuerza,  $F_V$ , que cuantifica los movimientos secundarios:

$$\eta' = \frac{l_3}{l_2} \frac{F_d}{W_S} \cos \delta + \frac{l_4}{l_2} \frac{F_L}{W_S} \quad (7.5)$$

- ii) Incluyendo en la misma el valor de la nueva fuerza  $F_V$ :

$$\eta' = \frac{l_3}{l_2} \frac{F_d}{W_S} \cos \delta + \frac{l_1}{l_2} \frac{F_V}{W_S} \cos \beta + \frac{l_4}{l_2} \frac{F_L}{W_S} \quad (7.6)$$



En el primer caso, esto es, tomando para  $\eta'$  el valor dado por la expresión (7.5) e introduciendo éste dentro de la ecuación (7.1), ésta queda de la siguiente forma:

$$SF = \frac{\cos \theta \cdot \operatorname{tg} \phi}{\eta' \cdot \operatorname{tg} \phi + \operatorname{sen} \theta \cdot \cos \beta + \frac{F_V}{W_S} \cdot \cos \beta}$$

y agrupando términos:

$$SF = \frac{\cos \theta \cdot \operatorname{tg} \phi}{\eta' \cdot \operatorname{tg} \phi + (\operatorname{sen} \theta + \frac{F_V}{W_S}) \cos \beta} \quad (7.7)$$

Por otra parte, y a partir de la *figura 7.3*, se pueden escribir las siguientes relaciones angulares:

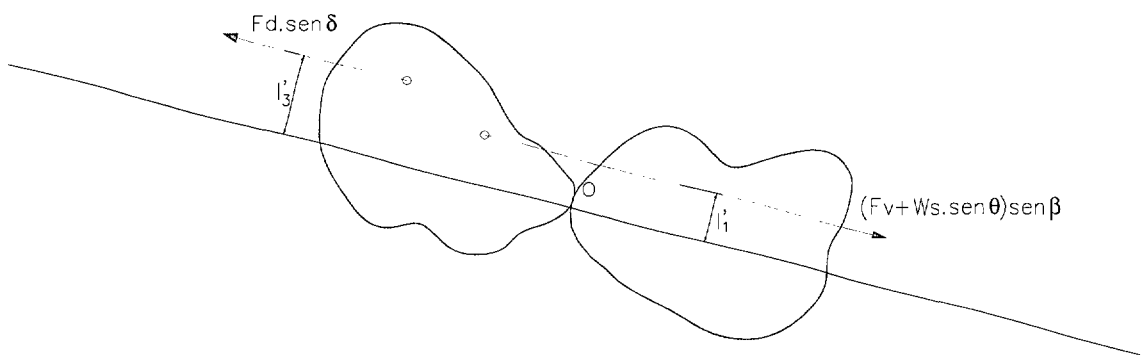
$$\delta = 90 - (\lambda + \beta) = 90 - \lambda - \beta \quad (7.8)$$

$$\cos \delta = \operatorname{sen}(\lambda + \beta) \quad (7.9)$$

$$\operatorname{sen} \delta = \cos(\lambda + \beta) \quad (7.10)$$

$$\operatorname{sen} \delta = \cos \lambda \cos \beta - \operatorname{sen} \lambda \operatorname{sen} \beta \quad (7.11)$$

Tomando ahora una sección normal al corte por el plano AA', representado en la *figura 7.3*, se obtiene la *figura* siguiente:



**Figura 7.4.- Vista en dirección normal a la *figura 7.3***

y escribiendo ahora la expresión para el equilibrio de fuerzas que resulta en esta dirección, se tiene:

$$l'_3 \cdot F_d \cdot \text{sen } \delta = l'_1 \cdot (F_V + W_S \cdot \text{sen } \theta) \cdot \text{sen } \beta \quad (7.12)$$

Se asume, al igual que en el análisis clásico, la igualdad aproximada de los siguientes ratios entre los brazos de las fuerzas:

$$\frac{l'_3}{l'_1} \approx \frac{l_3}{l_1}$$

lo cual se puede demostrar fácilmente suponiendo que las partículas tienen una forma cuasi esférica.

Teniendo en cuenta ésta relación, y partiendo de las ecuaciones (7.11) y (7.12), se puede escribir:

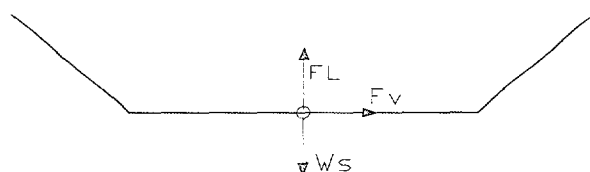
$$\text{sen } \beta = \frac{l_3 \cdot F_d \cdot \text{sen } \delta}{l_1 (F_V + W_S \cdot \text{sen } \theta)} = \frac{l_3 \cdot F_d (\cos \lambda \cos \beta - \text{sen } \lambda \text{sen } \beta)}{l_1 (F_V + W_S \text{sen } \theta)} \quad (7.13)$$

y dividiendo esta expresión por  $\cos \beta$ , quedaría:

$$\text{tg } \beta = \frac{\cos \lambda}{\frac{l_1 W_S}{l_3 F_d} \text{sen } \theta + \frac{l_1 F_V}{l_3 F_d} + \text{sen } \lambda} \quad (7.14)$$

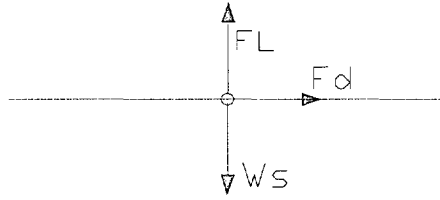
## B) Caso de una partícula situada sobre un lecho plano

Si se supone ahora que la partícula se encuentra situada sobre un lecho plano, el ángulo  $\theta$  que define el talud, evidentemente, se anularía, es decir  $\theta = 0$ . Sin embargo, y debido a la presencia de la circulación secundaria, el ángulo  $\delta$  (ver figura 7.2) no se anularía, resultando en éste caso la siguiente composición de fuerzas sobre el lecho del cauce:



(a)

y visto en sección longitudinal:



(b)

**Figura 7.5.- Fuerzas actuantes sobre una partícula situada sobre el lecho del canal**

En este caso, el *número de estabilidad* se denomina  $\eta$ , y la expresión del mismo, de acuerdo a la ecuación (7.5), queda de la forma:

$$\eta = \frac{l_3}{l_2} \frac{F_d}{W_S} \cos b + \frac{l_4}{l_2} \frac{F_L}{W_S} \quad (7.15)$$

y el factor de seguridad, a partir de la ecuación (7.7), se puede escribir como:

$$SF = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\eta \operatorname{tg} \phi + \frac{F_V}{W_S} \cos a} \quad (7.16)$$

En condiciones de *inicio de movimiento sobre lecho plano* se tiene, por definición, que el factor de seguridad  $SF = 1$ , con lo que el *número de estabilidad*  $\eta$ , de acuerdo a la ecuación (7.16), tendría la expresión siguiente:

$$\eta \operatorname{tg} \phi + \frac{F_V}{W_S} \cos a = \operatorname{tg} \phi$$

$$\eta = 1 - \frac{F_V}{W_S} \frac{\cos a}{\operatorname{tg} \phi} \quad (7.17)$$

Por otra parte, el parámetro de Shields adopta, en estas condiciones, un valor de 0,047, es decir:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - 1)gk} = 0.047$$

y para otra condición diferente a la de inicio de movimiento, este parámetro toma el valor siguiente:

$$\eta = \frac{1}{0.047} \frac{\tau_0}{(\gamma_s - 1)gk}$$

o lo que es lo mismo:

$$\eta = \frac{21\tau_0}{(\gamma_s - 1)gk} \quad (7.18)$$

Si se establecen ahora las siguientes relaciones entre las fuerzas y sus brazos:

$$M = \frac{l_4 F_L}{l_2 W_s} \quad (7.19)$$

$$N = \frac{l_3 F_d}{l_2 W_s} \quad (7.20)$$

y se introducen éstas en la expresión del *número de estabilidad de las partículas colocadas sobre un talud*, dado por la expresión (7.5), ésta quedaría de la siguiente forma:

$$\eta' = M + N \cos \delta \quad (7.21)$$

y en el correspondiente a las partículas colocadas sobre un lecho plano, de acuerdo a la expresión (7.15):

$$\eta = M + N \cos b \quad (7.22)$$

La relación entre estos dos parámetros,  $\eta$  y  $\eta'$ , queda entonces:

$$\frac{\eta'}{\eta} = \frac{M + N \cos \delta}{M + N \cos b} = \frac{\frac{M}{N} + \cos \delta}{\frac{M}{N} + \cos b} \quad (7.23)$$

Si se consigue establecer una relación entre  $M$  y  $N$  se podrá, entonces, establecer una relación entre el *número de estabilidad de las partículas colocadas sobre un talud* ( $\eta'$ ) y el *número de estabilidad de las partículas colocadas sobre un lecho plano* ( $\eta$ ), el cual a su vez está relacionado con el parámetro de Shields. Para ello se hacen las siguientes suposiciones:

- a) Que la fuerza de arrastre se anule:  $F_d = 0$

$$\frac{M}{N} = \infty, \beta = 0, b = 0 \Rightarrow \eta' = \eta$$

- b) Que la fuerza de sustentación se anule:  $F_L = 0$

$$\frac{M}{N} = 0 \Rightarrow \frac{\eta'}{\eta} = \frac{\cos \delta}{\cos b}$$

- c) Que tanto la fuerza de arrastre,  $F_d$ , como la fuerza de sustentación,  $F_L$  tengan valores finitos. En este caso, la relación entre los parámetros será:

$$0 < \frac{\eta'}{\eta} < \frac{\cos \delta}{\cos b}$$

Si se consideran condiciones de inicio de movimiento para las partículas de un *riprap*, los ratios entre las fuerzas ascensional y de arrastre ( $F_L/F_d$ ) y entre los brazos ( $l_4/l_3$ ) (ver figura 7.4) varían en función de las condiciones de turbulencia del flujo y de las condiciones de trabazón entre las propias partículas, es decir de la colocación relativa de las mismas. Se considera razonable (Simons and Senturk; 1992) asumir los siguientes ratios entre estas variables:

$$\frac{l_4}{l_3} \approx 2 \qquad \frac{F_L}{F_d} \approx \frac{1}{2}$$

con lo que la relación entre  $M$  y  $N$ , de acuerdo a las ecuaciones (7.19) y (7.20), quedaría:

$$\frac{M}{N} = \frac{l_4 F_L}{l_3 F_d} \approx 1 \quad (7.24)$$

y la relación entre  $\eta$  y  $\eta'$ , de acuerdo a la ecuación (7.23):

$$\frac{\eta'}{\eta} = \frac{1 + \cos \delta}{1 + \cos b} \quad (7.25)$$

o también, haciendo uso de las relaciones angulares establecidas en la ecuación (6.9), se puede escribir:

$$\frac{\eta'}{\eta} = \frac{1 + \sin(\lambda + \beta)}{1 + \cos b} = \frac{1 + \sin(\lambda + \beta)}{1 + \sin a} \quad (7.26)$$

Por otra parte, el término  $\frac{l_1 W_s}{l_3 F_d}$  presente en la ecuación (7.14) se puede poner también en función de  $N$ , de la forma siguiente:

$$\frac{l_1 W_s}{l_3 F_d} = \frac{l_2 W_s}{l_3 F_d} \frac{l_1}{l_2} = \frac{1}{N} \frac{1}{\operatorname{tg} \phi} \quad (7.27)$$

y para  $\frac{M}{N} = 1$ , la ecuación (7.15) se puede escribir también como:

$$\frac{\eta}{N} = \cos b + 1$$

y despejando el valor de  $N$  se obtiene:

$$N = \frac{\eta}{(1 + \cos b)} \quad (7.28)$$

Introduciendo ahora las expresiones (7.27) y (7.28) en la ecuación (7.14) se tiene:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\cos \lambda}{\frac{\sin \theta}{N \operatorname{tg} \phi} + \frac{l_1 F_v}{l_3 F_d} + \sin \lambda}$$

o también:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\cos \lambda}{\frac{(1 + \cos b) \operatorname{sen} \theta}{\eta \operatorname{tg} \phi} + \frac{l_1}{l_3} \frac{F_V}{F_d} + \operatorname{sen} \lambda} \quad (7.29)$$

Las ecuaciones definitivas que se obtienen entonces para el cálculo del factor de seguridad de una protección de escollera colocada sobre el *talud exterior de una curva, con velocidad del flujo no horizontal y considerando la influencia del movimiento secundario sobre la misma*, son las siguientes:

$$SF = \frac{\cos \theta \cdot \operatorname{tg} \phi}{\eta' \cdot \operatorname{tg} \phi + \left( \operatorname{sen} \theta + \frac{F_V}{W_s} \right) \cos \beta} \quad (7.30)$$

$$\beta = \operatorname{tg}^{-1} \left[ \frac{\cos \lambda}{\frac{(1 + \cos b) \operatorname{sen} \theta}{\eta \operatorname{tg} \phi} + \frac{l_1}{l_3} \frac{F_V}{F_d} + \operatorname{sen} \lambda} \right] \quad (7.31)$$

$$\eta = \frac{21\tau_s}{(\gamma_s - 1)\gamma D} \quad (7.32)$$

$$\eta' = \eta \left[ \frac{1 + \operatorname{sen}(\lambda + \beta)}{1 + \operatorname{sen} a} \right] \quad (7.33)$$

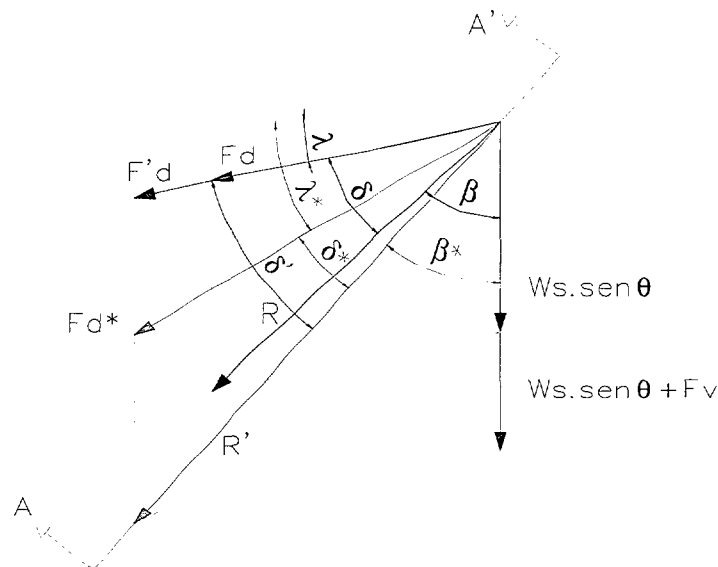
De la observación de las ecuaciones obtenidas y su comparación con las que se obtuvieron en el método original por Simons y Senturk, se deduce que la aplicación de las mismas puede resultar, por el momento, muy difícil o inviable, debido al gran número de parámetros que aparecen en las mismas. Esto se podría solventar con el establecimiento de alguna relación del tipo siguiente:

- Relación entre el factor  $\frac{l_1}{l_3} \frac{F_V}{F_d}$  y los ángulos que intervienen en la ecuación (7.31)
- Relación entre los ángulos  $\beta$  y  $\delta$  y los ángulos  $a$  y  $b$
- Relación entre la nueva fuerza  $F_V$  y la fuerza de arrastre  $F_d$

Dentro de la presente tesis, y en el apartado siguiente, se aborda un nuevo planteamiento original que resuelve la relación entre la fuerza debida a los movimientos secundarios,  $F_v$ , y la fuerza de arrastre  $F_d$ .

### 7.3.- Nuevo planteamiento del efecto de la fuerza debida al flujo secundario

La incorporación en el análisis de una nueva fuerza,  $F_v$ , que cuantifica el efecto de los movimientos secundarios que aparecen en un tramo curvo de un canal, se puede analizar a partir de la siguiente composición de fuerzas:



**Figura 7.6.- Definición de fuerzas y ángulos**

Del análisis de la *figura 7.6* se puede indicar lo siguiente:

La fuerza de arrastre,  $F_d$ , correspondiente a un flujo en un tramo recto de un cauce abierto de pendiente  $\lambda$  sufre dos modificaciones cuando el tramo analizado es curvo: la primera, producida por la variación de velocidad debida a la presencia de la curva, hace que la magnitud inicial de la fuerza,  $F_d$ , se incremente hasta un valor  $F'_d$ , conservando la dirección inicial. La segunda es debida a la presencia de movimientos secundarios originados en la curva, de magnitud  $F_v$  y dirección paralela a la inclinación del talud, y transforma el valor ya modificado,  $F'_d$ , en otro con magnitud y pendiente superiores,  $F_d^*$  y  $\lambda^*$ .



Como consecuencia de esto, la existencia de una corriente ó movimiento secundario en un tramo curvo de un canal provoca en una partícula situada en el talud exterior de la misma los efectos siguientes:

- i) La fuerza de arrastre se incrementa debido al aumento de la velocidad del flujo en la zona exterior de una curva, pasando ésta de un valor  $F_d$  a otro que denominaremos  $F'_d$ , tal que:

$$F'_d = K_1 F_d \quad \text{con } K_1 > 1$$

- ii) Aparece una nueva fuerza en el análisis, que denominaremos  $F_v$ , la cual se puede suponer que tiene la misma dirección y sentido que el término  $W_s \cdot \sin \theta$ , debido al efecto de rotación que produce la presencia de un movimiento secundario en las proximidades del talud exterior de una curva.

- iii) La magnitud de esta nueva fuerza,  $F_v$ , está también relacionada con la fuerza de arrastre  $F_d$ , de la forma siguiente:

$$F_v = K_2 F_d$$

La composición de la nueva fuerza de arrastre sobre la partícula,  $F'_d$ , con la que resulta de la suma de las debidas al peso de la partícula y al movimiento secundario de la corriente en el talud exterior de la curva,  $W_s \cdot \sin \theta + F_v$ , da lugar a una nueva fuerza resultante, denominada  $R'$ , con magnitud y dirección diferente a  $R$  (resultante de la primitiva fuerza de arrastre y la componente del peso de la partícula).

Por otra parte, esta nueva fuerza  $R'$  puede analizarse también cómo la resultante de la composición de la fuerza debida al peso de la partícula,  $W_s \cdot \sin \theta$ , con otra nueva fuerza, que denominaremos  $F^*_d$ , la cual representa la modificación que, tanto en magnitud cómo en dirección, sufriría la fuerza de arrastre que ejerce el flujo sobre una partícula situada en el talud exterior de una curva por efecto de los movimientos secundarios que se generarían en esta zona.

Partiendo de este planteamiento se puede deducir, por tanto, que el significado físico que tendría la presencia de un movimiento secundario sobre una protección de escollera colocada en el talud exterior de una curva de un canal podría asimilarse a los dos efectos siguientes:

- A) Incremento del valor de la fuerza de arrastre sobre la misma, pasando de un valor  $F_d$  característico de un tramo recto, a un valor  $F_d^*$  en el tramo curvo.
- B) Incremento del ángulo que forma la fuerza de arrastre con la horizontal, pasando éste de un valor  $\lambda$ , que tendría en caso de un tramo recto, a un valor  $\lambda^*$  para el tramo curvo.

En resumen, se puede decir que el efecto que tendría la presencia de un movimiento secundario sobre una partícula situada en el talud exterior de una curva es equivalente al que se produciría sobre otra colocada en un talud de un tramo recto de un canal si se incrementara la pendiente longitudinal del mismo en una cantidad  $\Delta S = \lambda^* - \lambda$

Como consecuencia de esto, el proceso de cálculo del tamaño de la piedra para el diseño de una protección de escollera a colocar en el talud exterior de una curva se puede reducir al cálculo de los valores modificados de la fuerza de arrastre y del ángulo que forma ésta con la horizontal, es decir de los parámetros  $F_d^*$  y  $\lambda^*$ , a partir de  $F_d'$  y  $F_v$ , los cuales están relacionados, a su vez, con el valor de la primitiva fuerza de arrastre,  $F_d$ :

$$F_d' = K_1 \cdot F_d \quad (7.34)$$

$$F_v = K_2 \cdot F_d \quad (7.35)$$

Si se logran determinar, entonces, los valores de los parámetros  $F_d^*$  y  $\lambda^*$  se tendrá cuantificado el movimiento secundario característico del tramo curvo.

### 7.3.1.- Proceso de cálculo

De acuerdo con las fuerzas comentadas, y aplicando un desarrollo similar al realizado en el apartado 7.2 con base en el esquema de la *figura 7.6*, se pueden establecer las siguientes relaciones entre fuerzas:

#### A) **Proyectando en la dirección X:**

$$R'_X = F_d' \cos \lambda \quad (7.36)$$

$$R'_X = F_d^* \cos \lambda^* \quad (7.37)$$

**B) Proyectando en la dirección Y:**

$$R'_Y = (W_S \operatorname{sen} \theta + F_V) + F_d' \operatorname{sen} \lambda \quad (7.38)$$

$$R'_Y = W_S \operatorname{sen} \theta + F_d^* \operatorname{sen} \lambda^* \quad (7.39)$$

Igualando ahora las parejas de ecuaciones (7.36) y (7.37), y (7.38) y (7.39), se obtiene:

$$F_d' \cos \lambda = F_d^* \cos \lambda^*$$

$$W_S \operatorname{sen} \theta + F_V + F_d' \operatorname{sen} \lambda = W_S \operatorname{sen} \theta + F_d^* \operatorname{sen} \lambda^*$$

Despejando ahora el valor de  $F_d^*$  en ambas expresiones, se tiene:

$$F_d^* = F_d' \frac{\cos \lambda}{\cos \lambda^*} \quad (7.40)$$

$$F_d^* = \frac{F_V + F_d' \operatorname{sen} \lambda}{\operatorname{sen} \lambda^*} \quad (7.41)$$

e igualando ambas:

$$F_d' \frac{\cos \lambda}{\cos \lambda^*} = \frac{F_V + F_d' \operatorname{sen} \lambda}{\operatorname{sen} \lambda^*}$$

de dónde se obtiene:

$$\operatorname{tg} \lambda^* = \frac{\operatorname{sen} \lambda^*}{\cos \lambda^*} = \frac{F_V + F_d' \operatorname{sen} \lambda}{F_d' \cos \lambda} \quad (7.42)$$

y dividiendo ahora el numerador y denominador de esta expresión por  $\cos \lambda$  se tiene:

$$\operatorname{tg} \lambda^* = \frac{F_V / \cos \lambda + F_d' \operatorname{tg} \lambda}{F_d'}$$

y simplificando se llega a:

$$\operatorname{tg} \lambda^* = \frac{F_V}{F_d' \cos \lambda} + \operatorname{tg} \lambda \quad (7.43)$$

y llamando ahora:

$$K_3 = \frac{F_V}{F_d' \cos \lambda} \quad (7.44)$$

Este último coeficiente  $K_3$  se puede interpretar como un factor corrector a aplicar al ángulo  $\lambda$  para tener en cuenta el efecto de los movimientos secundarios en un tramo curvo.

La expresión del ángulo corregido,  $\lambda^*$ , quedaría entonces:

$$\operatorname{tg} \lambda^* = K_3 + \operatorname{tg} \lambda \quad (7.45)$$

es decir:

$$\lambda^* = \operatorname{arctg}(K_3 + \operatorname{tg} \lambda) \quad (7.46)$$

En resumen, las ecuaciones para el cálculo del tamaño de la piedra a disponer en una protección de escollera situada en el talud exterior de una curva, en relación con el coeficiente de seguridad, quedan de la forma siguiente:

$$SF = \frac{\cos \theta \cdot \operatorname{tg} \phi}{\eta' \cdot \operatorname{tg} \phi + \operatorname{sen} \theta \cos \beta^*} \quad (7.47)$$

$$\beta^* = \operatorname{tg}^{-1} \left[ \frac{\cos \lambda^*}{\frac{2 \operatorname{sen} \theta}{\eta \operatorname{tg} \phi} + \operatorname{sen} \lambda^*} \right] \quad (7.48)$$

$$\lambda^* = \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{F_V}{F_d'} \sec \lambda + \operatorname{tg} \lambda \right) \quad (7.49)$$

$$F_d' = K_1 \cdot F_d \quad (7.50)$$

$$F_V = K_2 \cdot F_d \quad (7.51)$$

$$\eta = \frac{21\tau_s}{(\gamma_s - 1)\gamma D} \quad (7.52)$$

$$\eta' = \eta \left[ \frac{1 + \sin(\lambda^* + \beta^*)}{2} \right] \quad (7.53)$$

### 7.3.2.- Casos particulares

#### 7.3.2.1.- Flujo cuasi-horizontal

En el caso particular de que la inclinación de la dirección del flujo con respecto a la horizontal sea pequeña, es decir que el ángulo  $\lambda$  es muy pequeño (*tg*  $\lambda < 0,01$ ), se puede asumir que:

$$\operatorname{tg} \lambda \approx \lambda$$

$$\cos \lambda \approx 1$$

$$\sin \lambda \approx \lambda$$

con lo que la expresión (7.49) se transforma en:

$$\lambda^* = \lambda + \frac{F_V}{F_d'}$$

y sustituyendo en ésta las ecuaciones (7.50) y (7.51) se tiene:

$$\lambda^* = \lambda + \frac{K_2}{K_1} \quad (7.54)$$

Por otra parte, de la ecuación (7.40) se tiene:

$$F_d^* = F_d' \frac{\cos \lambda}{\cos \lambda^*}$$

con lo que simplificando para este caso particular, se puede escribir:

$$F_d^* \approx F_d' \quad (7.55)$$

o también:

$$F_d^* \approx K_1 \cdot F_d \quad (7.56)$$

En resumen, las ecuaciones que resultarían para este caso particular serían la (7.42), (7.52) y (7.53), acompañadas por las siguientes:

$$\beta^* = \text{tg}^{-1} \left[ \frac{1}{\frac{2 \text{sen } \theta}{\eta \text{tg } \phi} + \lambda^*} \right]$$

$$\lambda^* = \lambda + \frac{K_2}{K_1}$$

$$F_d^* = K_1 \cdot F_d$$

$$F_v = K_2 \cdot F_d$$

### 7.3.2.2.- Existencia solamente de movimientos secundarios

En el caso particular de que la influencia de los movimientos secundarios sobre la protección de escollera colocada en el talud exterior de una curva sea mucho más importante que la presencia de un movimiento en dirección longitudinal, caso posible cuándo la forma de la sección favorezca la presencia de movimientos secundarios, se puede prescindir de éste último realizando el cálculo del tamaño de piedra de la protección únicamente para la acción de los movimientos secundarios. En este caso se puede considerar  $K_1 \approx 1$ , con lo que las ecuaciones de dimensionamiento que resultarían, acompañando a la (7.42), (7.52) y (7.53), serían las siguientes:

$$\beta^* = \text{tg}^{-1} \left[ \frac{1}{\frac{2 \text{sen } \theta}{\eta \text{tg } \phi} + \lambda^*} \right]$$

$$\lambda^* = \lambda + K_2$$

$$F_d^* = F_d = F_d'$$

$$F_v = K_2 \cdot F_d$$

## 7.4.- Aplicación de la nueva metodología al dimensionamiento de protecciones de escollera en taludes exteriores de tramos curvos

La forma clásica de dimensionar una protección de escollera dispuesta sobre el talud de un tramo de cauce con forma recta es la siguiente:

- Realización de un modelo fluvial del cauce, tipo HEC-RAS, MIKE 11 ó similar con el cuál se obtienen una serie de parámetros necesarios para el dimensionamiento, tales como velocidad media, calado, talud, etc.
- Aplicación de uno o varios de los métodos de cálculo del tamaño medio de la piedra expuestos en el capítulo 4.

Cuando el tramo de cauce en el que se quiere disponer una protección de escollera en taludes presenta curvatura en planta, además de los parámetros mencionados anteriormente se requieren los siguientes:

- Velocidad máxima del flujo en el tramo curvo, la cuál se relaciona con la velocidad media en tramo recto mediante el coeficiente  $K_1$  definido al desarrollar la metodología.
- Orden de magnitud de la velocidad del flujo secundario en la curva, la cuál se puede relacionar también con la velocidad media por el coeficiente  $K_2$  también definido con anterioridad.

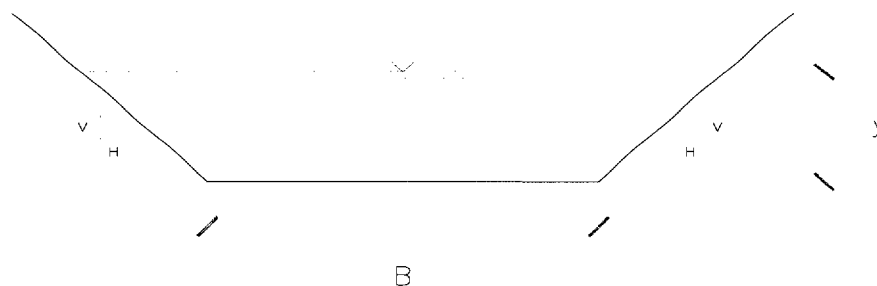
En el momento de abordar el dimensionamiento de la protección de escollera en el caso de un tramo curvo puede ocurrir que los dos parámetros mencionados anteriormente se puedan obtener bien a partir de un modelo matemático del tramo de cauce en cuestión o bien mediante medidas reales obtenidas "in situ". En este caso bastaría con la aplicación directa de la formulación desarrollada con los coeficientes  $K_1$  y  $K_2$  calculados a partir de los parámetros anteriores. La aplicación práctica de la nueva metodología a una serie de casos teóricos con valores habituales tanto de parámetros geométricos como hidráulicos se expone en el apartado 7.4.1, donde se incluyen además una serie de gráficos aplicables al dimensionamiento de protecciones de escollera dentro de ese rango.

En el caso que no se pueda disponer de dichos parámetros de forma directa se les puede asignar un valor aproximado en función de un parámetro del tramo curvo, de carácter geométrico y fácilmente determinable, como es la relación entre el radio de la curva y la anchura de la lámina de agua en la misma ( $R/W$ ), no considerándose, aunque también influiría, el ángulo de desarrollo de la curva en planta. El establecimiento de la relación entre los parámetros  $K_1$  y  $K_2$  y el ratio  $R/W$ , la cuál se expone en el apartado 7.5 del presente trabajo,

está basada en diferentes estudios realizados por diversos autores, encontrados en la bibliografía y que quedaron expuestos en el apartado 6.6

#### 7.4.1.- Aplicación a casos concretos

Con objeto de poner de manifiesto la influencia de la curvatura en el tamaño de la piedra a colocar en una protección de escollera dispuesta en el talud exterior de la misma, se ha planteado la realización de una serie de cálculos mediante la aplicación de la nueva metodología desarrollada en la presente tesis. Los mencionados cálculos pretenden cuantificar la diferencia de tamaño teórico de piedra a colocar en el talud en el caso de tratarse de un tramo de cauce recto y en caso de tener un tramo con curvatura en planta. Para ello se ha partido del mismo canal teórico de forma trapezoidal empleado para la comparación de los diversos métodos de cálculo para cauces de planta recta, lo cuál permite, también en este caso, obtener el tamaño de escollera en el talud exterior del tramo curvo sin considerar la influencia del talud opuesto.



**Figura 7.7.- Geometría del canal considerado**

La cuantificación del efecto de la curvatura en el tamaño de la piedra, de acuerdo a la metodología desarrollada, se ha basado en la aplicación de ésta asignando diferentes valores a los coeficientes  $K_1$  y  $K_2$ , en función del grado de curvatura del cauce en planta. El primero de los coeficientes introduce el incremento de velocidad que tiene lugar en un tramo curvo frente a uno recto, y el segundo el efecto de las corrientes secundarias en el tramo curvo. La expresión matemática de estos coeficientes es la siguiente:

$$K_1 = \frac{F'_d}{F_d} \quad (7.57)$$

$$K_2 = \frac{F_v}{F_d} \quad (7.58)$$



siendo:

$F_d$ : Fuerza de arrastre correspondiente a un tramo recto

$F'_d$ : Fuerza de arrastre modificada por efecto de la curva

$F_v$ : Fuerza debida a las corrientes secundarias en el tramo curvo

Para la realización de los cálculos se han adoptado los siguientes valores:

A) *Taludes (H / V):*

1.50 / 1

2.00 / 1

2.50 / 1

3.00 / 1

B) *Coefficiente de Seguridad (SF)*

SF = 1.10 para talud 1.50 / 1

SF = 1.20 para el resto de valores del talud

C) *Velocidad media en el canal (Vm)*

Valores comprendidos entre 0.50 m/sg y 4.00 m/sg, cumpliendo las condiciones siguientes:

- Régimen lento (  $F < 1$  )
- Tamaño de roca,  $D_{50}$ , resultante inferior a 1,10 m, para que resulte operativa la colocación de la misma

D) *Calado medio en el canal ( d )*

- Valor mínimo:  $d = 1.00$  m
- Valor máximo:  $d = 4.00$  m

E) *Coefficiente de incremento de velocidad ( $K_1$ )*

- $K_1 = 1.10$
- $K_1 = 1.20$
- $K_1 = 1.30$
- $K_1 = 1.40$

F) *Coefficiente de corrientes secundarias ( $K_2$ )*

- Para  $K_1 = 1.10$      $K_2 = 0.05 - 0.10 - 0.15$
- Para  $K_1 = 1.20$      $K_2 = 0.15 - 0.20 - 0.25$
- Para  $K_1 = 1.30$      $K_2 = 0.25 - 0.30 - 0.35$
- Para  $K_1 = 1.40$      $K_2 = 0.35 - 0.40 - 0.45$

Los resultados obtenidos se presentan a continuación estructurados, para cada valor del talud considerado, de la siguiente forma:

- I) Tabla de resultados obtenidos, para cada valor del calado y velocidad, en función de los valores asignados a los coeficientes  $K_1$  y  $K_2$  y tomando siempre como referencia el tamaño de piedra que se obtiene para el caso de un tramo de cauce recto.
- II) Representación gráfica de los resultados mediante gráficos de tipo múltiple en los que se han obtenido, para cada valor de velocidad y coeficientes  $K_1$  y  $K_2$ , las familias de curvas correspondientes a cada valor del calado, representando también como línea de referencia, en rojo destacado, la correspondiente a los tamaños de roca que se obtienen para el caso de un tramo recto.

#### **7.4.1.1.- Talud 1.50 / 1**

### **A) Tabla de resultados obtenidos**

MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS  
RESUMEN DE RESULTADOS

TAMAÑO DE ROCA : D50 (m)  
TALUD : 1.50 / 1  
FACTOR DE SEGURIDAD: 1.10

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	Tramo Recto (*)	K1 = 1.10				K1 = 1.20				K1 = 1.30				K1 = 1.40			
			K2 = 0.05	K2 = 0.10	K2 = 0.15	K2 = 0.15	K2 = 0.15	K2 = 0.20	K2 = 0.25	K2 = 0.25	K2 = 0.25	K2 = 0.30	K2 = 0.35	K2 = 0.35	K2 = 0.40	K2 = 0.45	K2 = 0.45	K2 = 0.45
1.00	0.50	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02
	1.00	0.03	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11	0.11	0.14	0.15	0.16	0.16
	1.25	0.07	0.10	0.11	0.12	0.12	0.16	0.17	0.18	0.18	0.23	0.25	0.26	0.26	0.35	0.37	0.39	0.39
	1.50	0.13	0.20	0.21	0.23	0.23	0.32	0.35	0.38	0.38	0.55	0.59	0.64	0.64	1.06	1.26	1.67	1.67
2.00	0.50	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	1.00	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05	0.07	0.07	0.07	0.07	0.09	0.09	0.10	0.10
	1.25	0.05	0.07	0.07	0.08	0.08	0.10	0.10	0.11	0.11	0.14	0.14	0.15	0.15	0.19	0.19	0.20	0.20
	1.50	0.08	0.12	0.13	0.13	0.13	0.18	0.19	0.20	0.20	0.25	0.27	0.28	0.28	0.36	0.37	0.39	0.39
3.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	1.00	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.06	0.07	0.08	0.08	0.08
	1.50	0.07	0.10	0.10	0.11	0.11	0.14	0.14	0.15	0.15	0.19	0.20	0.21	0.21	0.26	0.27	0.28	0.28
	2.00	0.16	0.24	0.25	0.27	0.27	0.35	0.37	0.39	0.39	0.52	0.55	0.57	0.57	0.75	0.79	0.82	0.82
4.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	1.00	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06	0.07	0.07	0.07
	1.50	0.06	0.08	0.09	0.09	0.09	0.12	0.12	0.13	0.13	0.16	0.17	0.18	0.18	0.22	0.23	0.23	0.23
	2.00	0.14	0.20	0.21	0.22	0.22	0.29	0.31	0.32	0.32	0.41	0.43	0.45	0.45	0.57	0.60	0.62	0.62

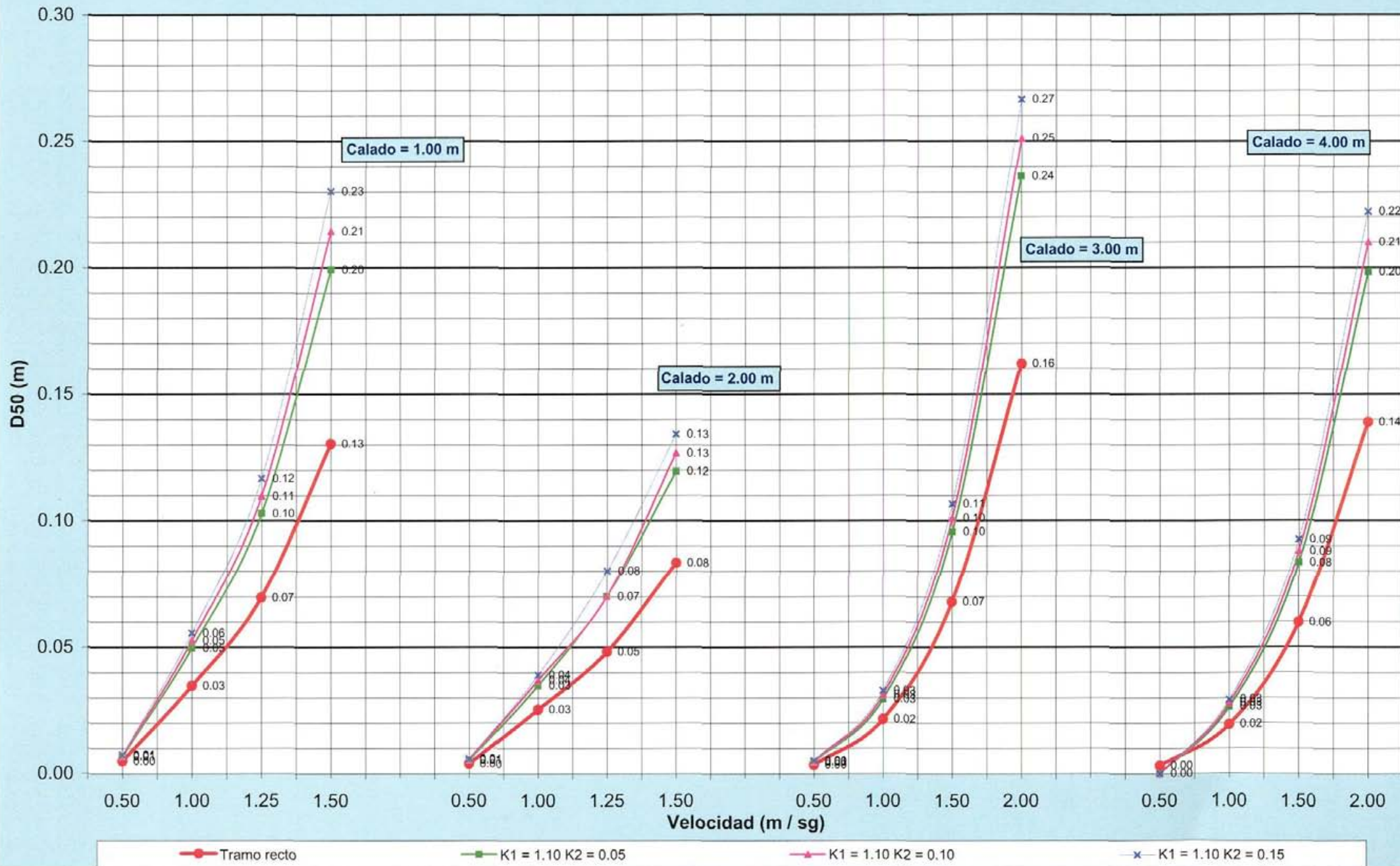
(\*) K1 = 1.00 K2 = 0.00

## **B) Representación gráfica**

# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

## MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

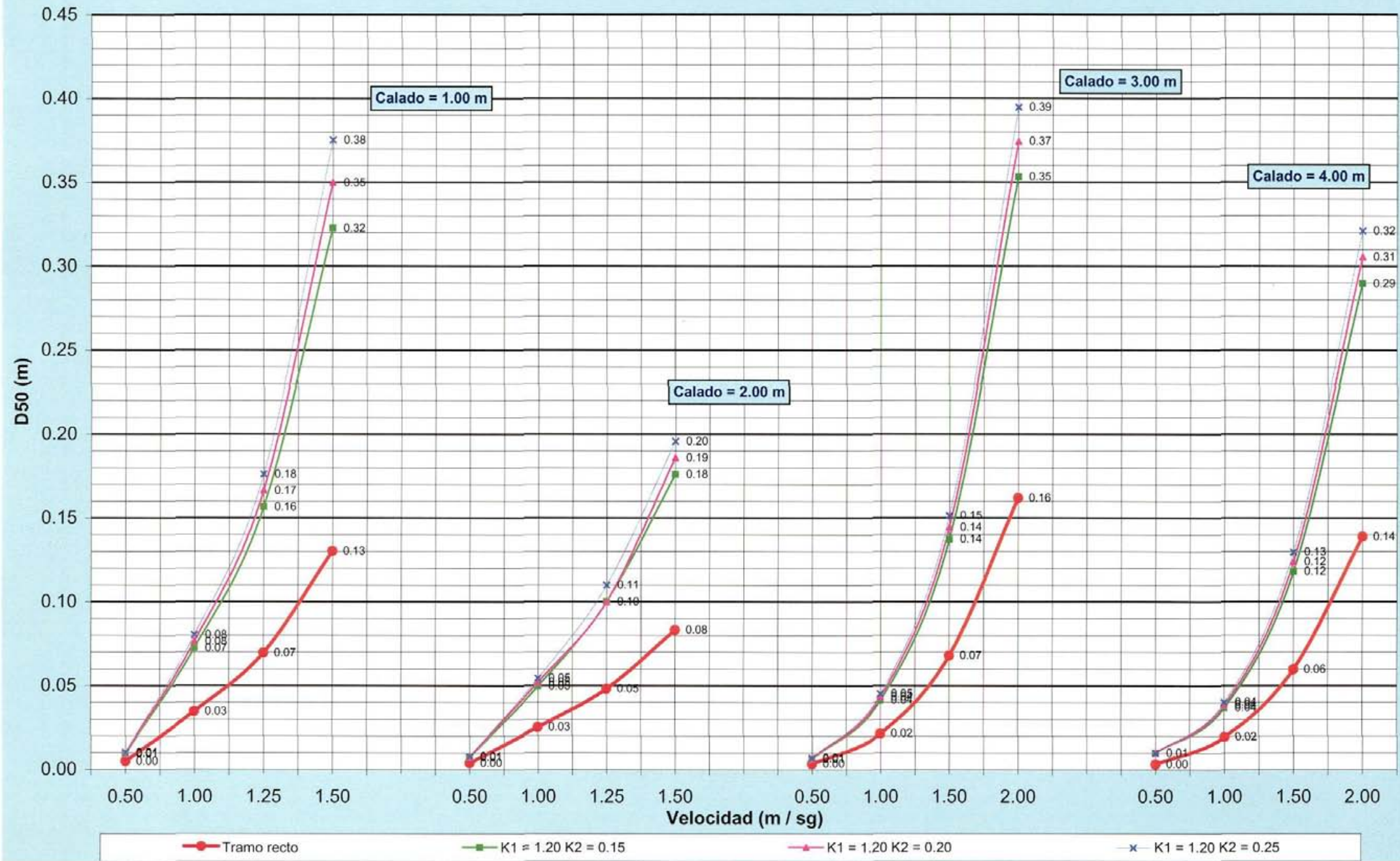
SF = 1.10 TALUD 1,50 / 1 K1 = 1.10 K2 = 0.05 - 0.10 - 0.15



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

## MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

SF = 1.10 TALUD 1,50 / 1 K1 = 1.20 K2 = 0.15 - 0.20 - 0.25

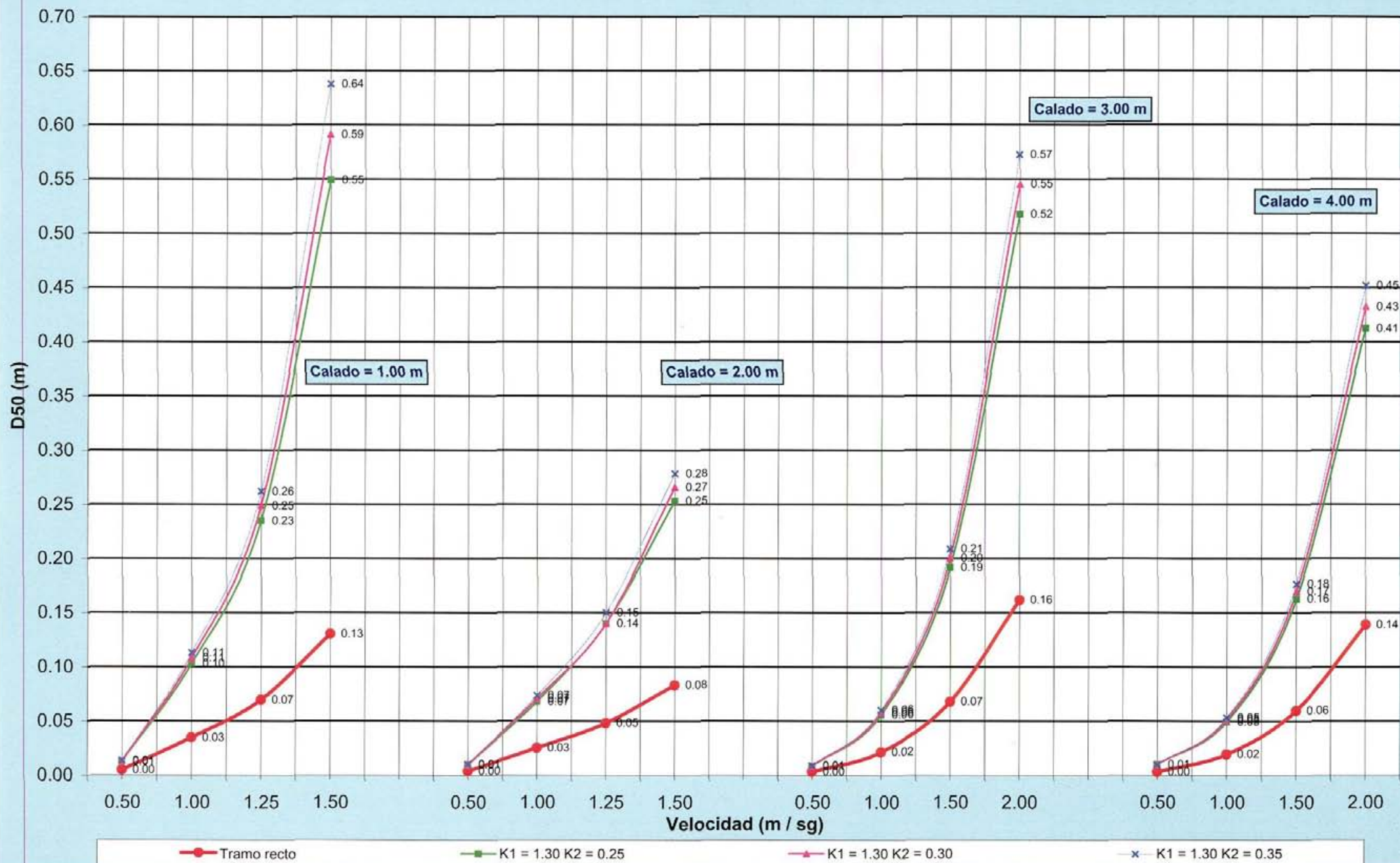




# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

## MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

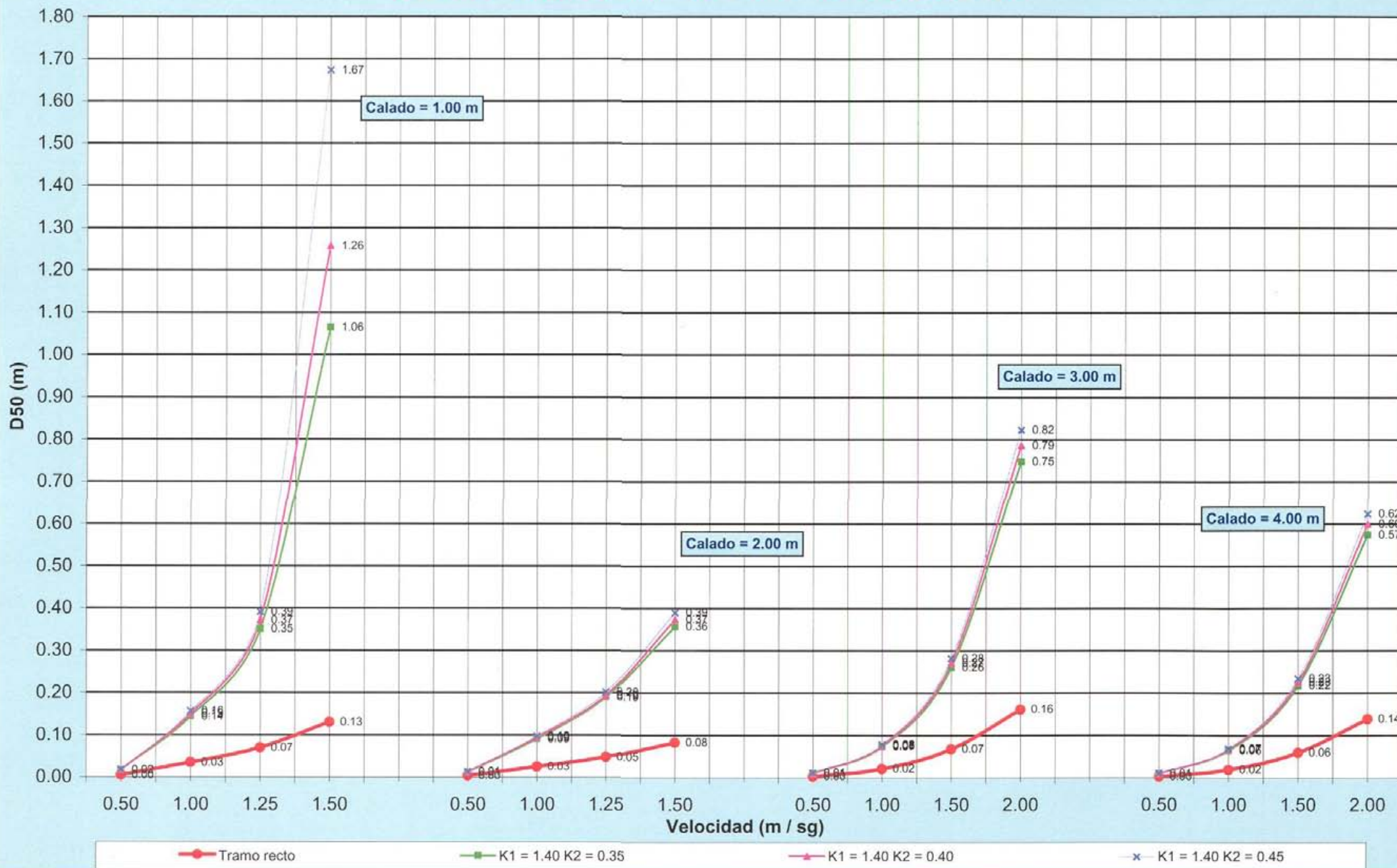
SF = 1.10 TALUD 1,50 / 1 K1 = 1.30 K2 = 0.25 - 0.30 - 0.35



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

## MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

SF = 1.10 TALUD 1,50 / 1 K1 = 1.40 K2 = 0.35 - 0.40 - 0.45



#### **7.4.1.2.- Talud 2.00 / 1**

**A) Tabla de resultados obtenidos**

# MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

## RESUMEN DE RESULTADOS

TAMAÑO DE ROCA : D50 (m)

TALUD : 2.00 / 1

FACTOR DE SEGURIDAD: 1.20

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	Tramo Recto (*)	K1 = 1.10			K1 = 1.20			K1 = 1.30			K1 = 1.40		
			K2 = 0.05	K2 = 0.10	K2 = 0.15	K2 = 0.15	K2 = 0.20	K2 = 0.25	K2 = 0.25	K2 = 0.30	K2 = 0.35	K2 = 0.35	K2 = 0.40	K2 = 0.45
1.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01
	1.00	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04
	1.50	0.04	0.06	0.06	0.06	0.08	0.09	0.09	0.12	0.12	0.13	0.16	0.17	0.17
	2.00	0.10	0.15	0.16	0.17	0.24	0.25	0.26	0.36	0.38	0.40	0.58	0.61	0.65
2.00	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03
	1.50	0.03	0.04	0.04	0.04	0.06	0.06	0.06	0.08	0.08	0.08	0.10	0.10	0.11
	2.00	0.07	0.10	0.10	0.10	0.14	0.14	0.15	0.19	0.20	0.21	0.26	0.27	0.28
	2.50	0.14	0.20	0.21	0.22	0.29	0.31	0.32	0.43	0.45	0.47	0.63	0.66	0.68
3.00	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03
	1.50	0.02	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.08	0.09
	2.00	0.06	0.08	0.08	0.08	0.11	0.11	0.12	0.15	0.15	0.16	0.20	0.20	0.21
	2.50	0.11	0.15	0.16	0.17	0.22	0.23	0.24	0.31	0.32	0.33	0.42	0.44	0.45
	3.00	0.19	0.28	0.29	0.31	0.41	0.43	0.45	0.59	0.62	0.65	0.86	0.90	0.94
4.00	1.50	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	0.07	0.07	0.08
	2.00	0.05	0.07	0.07	0.07	0.09	0.10	0.10	0.13	0.13	0.14	0.17	0.17	0.18
	2.50	0.09	0.13	0.14	0.14	0.18	0.19	0.20	0.25	0.26	0.27	0.34	0.35	0.37
	3.00	0.16	0.23	0.24	0.25	0.33	0.35	0.36	0.47	0.49	0.51	0.65	0.67	0.70

(\*) K1 = 1.00 K2 = 0.00

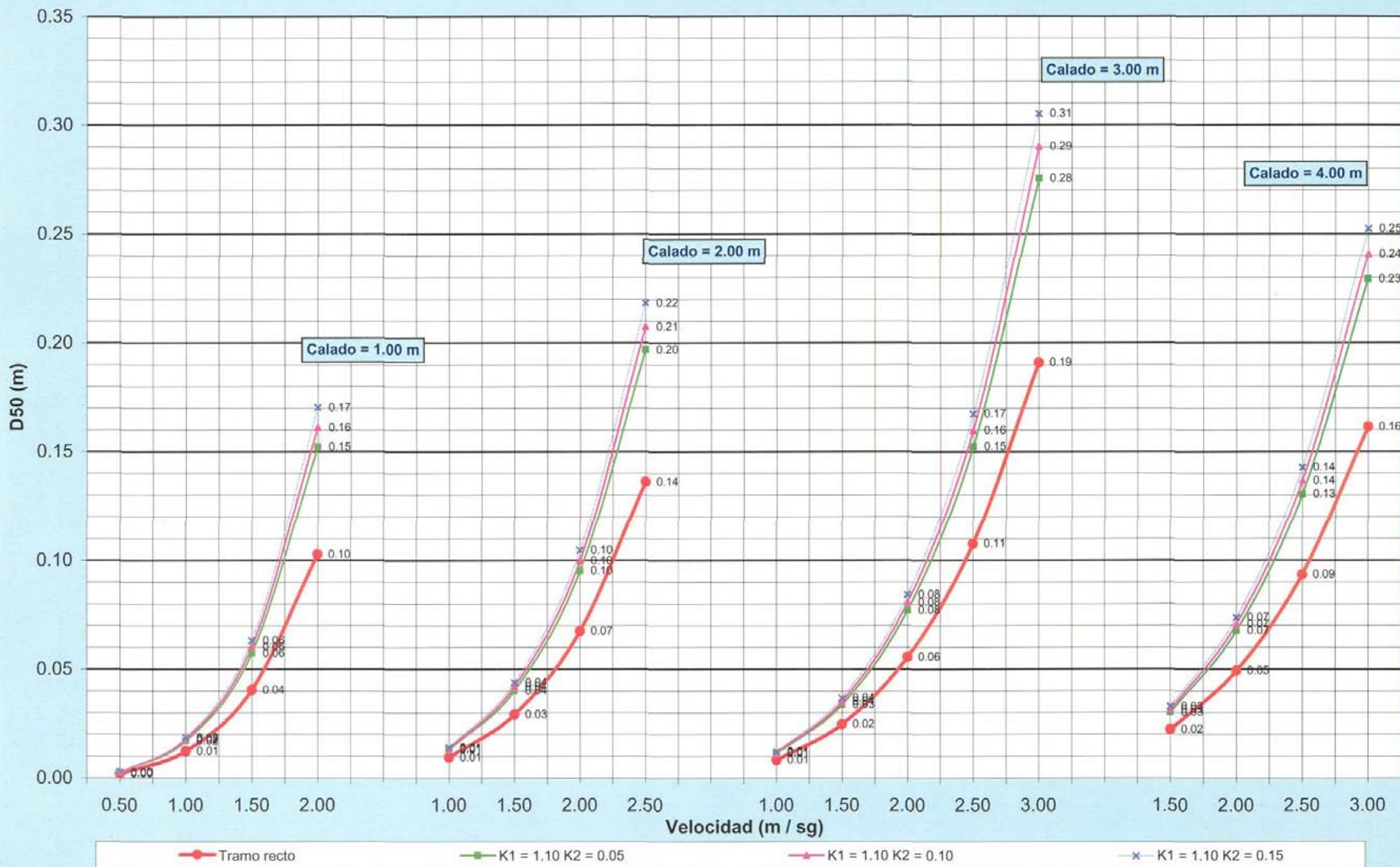
## **B) Representación gráfica**



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

## MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

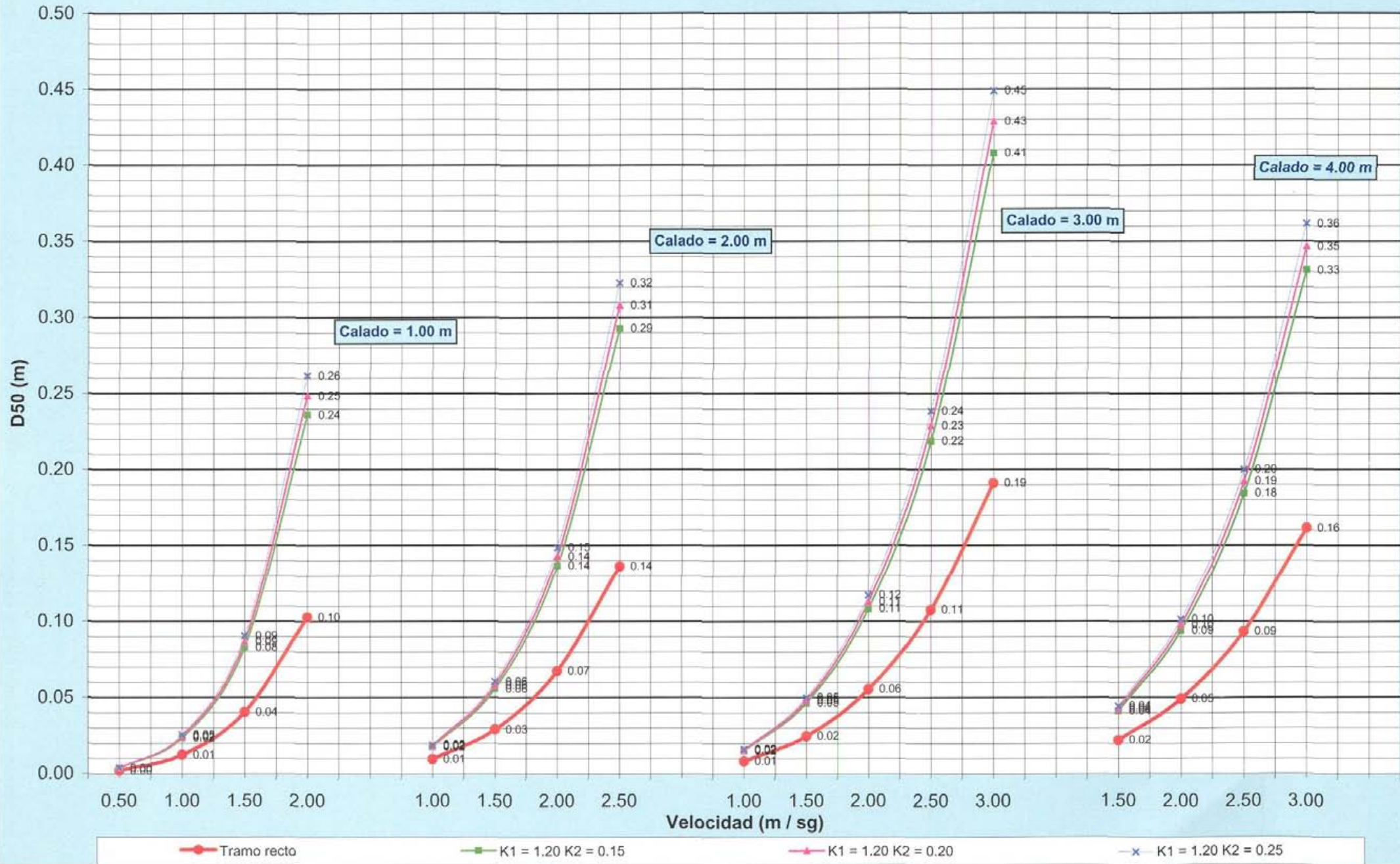
SF = 1.20 TALUD 2,00 / 1 K1 = 1.10 K2 = 0.05 - 0.10 - 0.15



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

## MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

SF = 1.20 TALUD 2,00 / 1 K1 = 1.20 K2 = 0.15 - 0.20 - 0.25

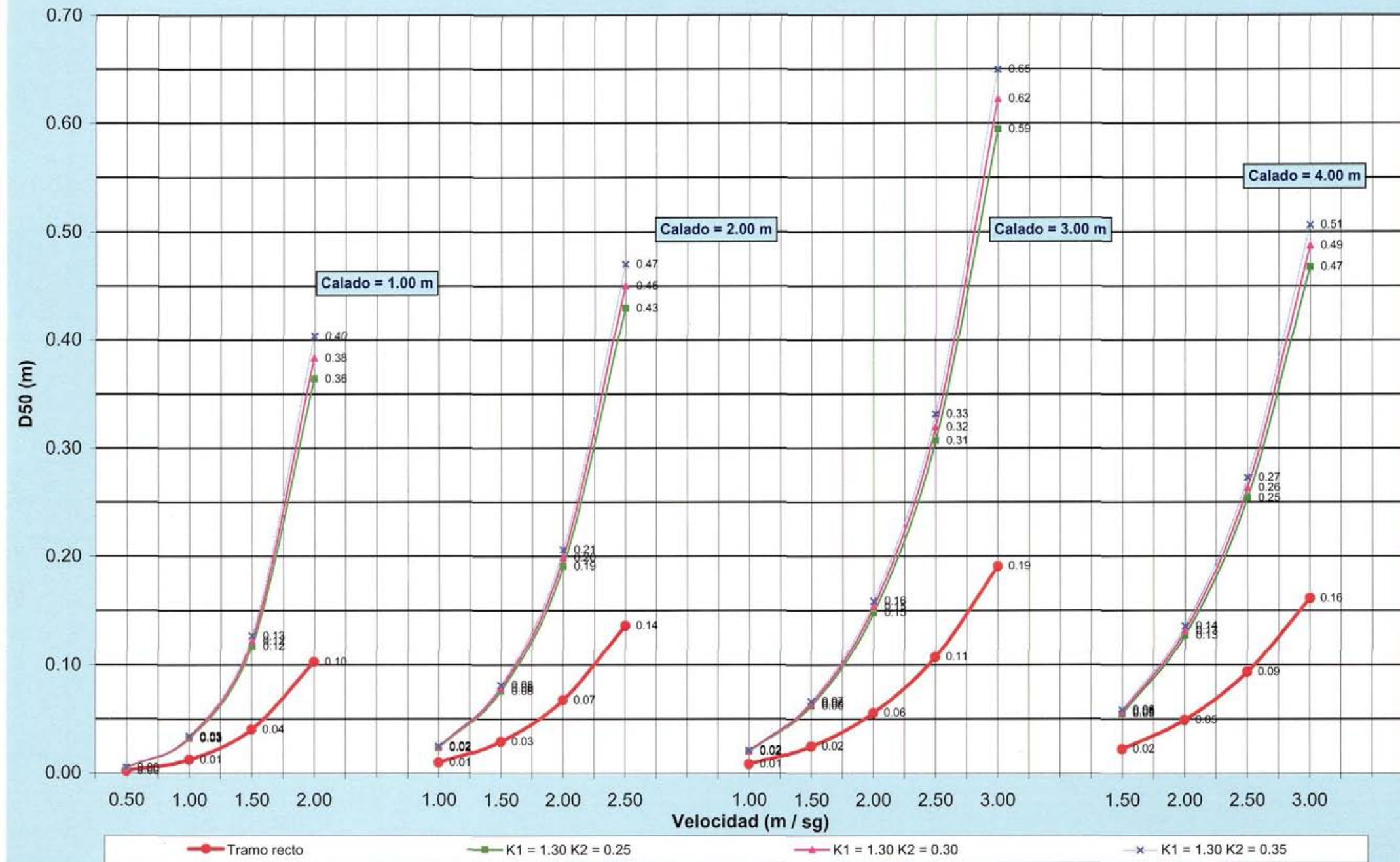




# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

## MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

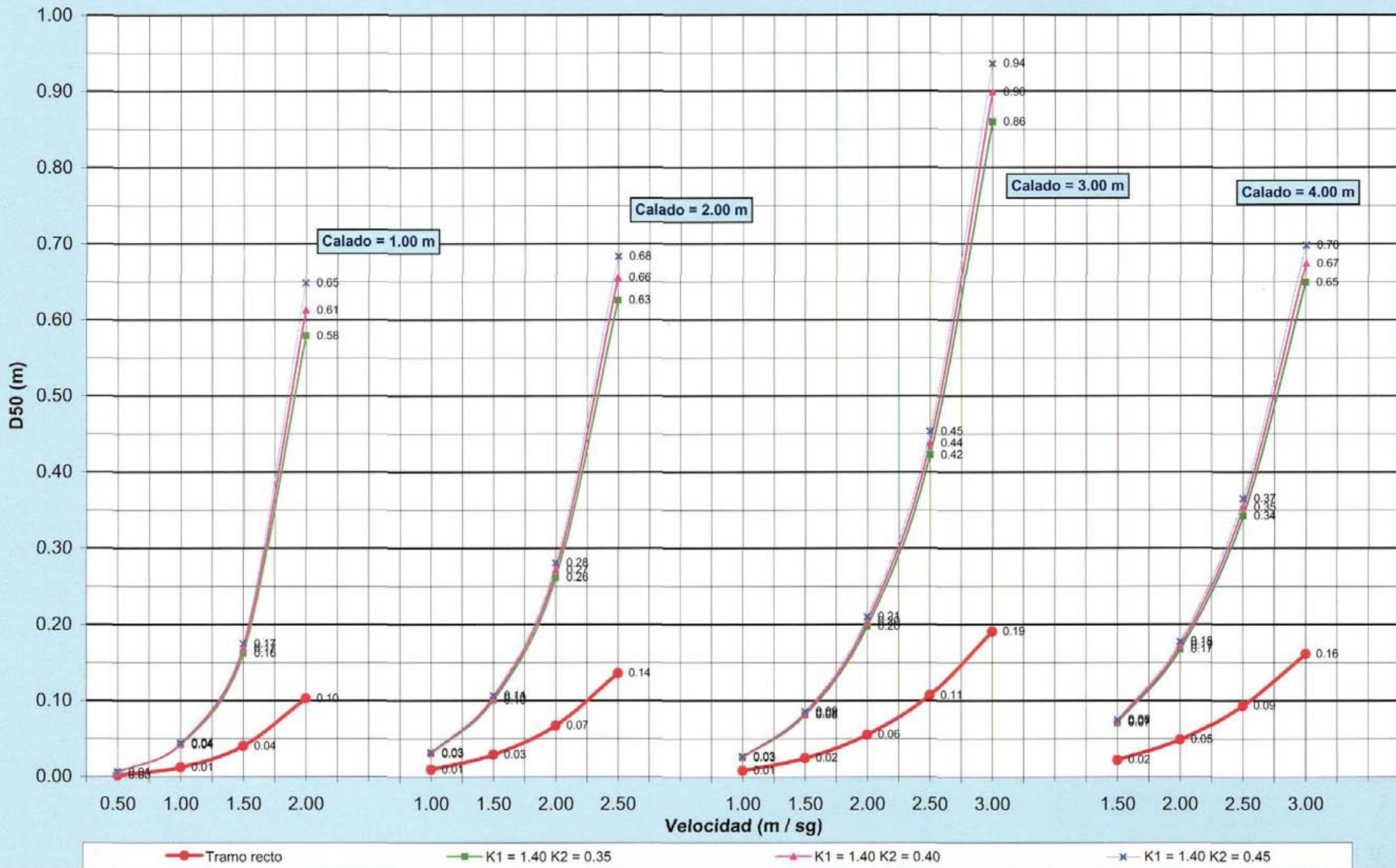
SF = 1.20 TALUD 2,00 / 1 K1 = 1.30 K2 = 0.25 - 0.30 - 0.35



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

## MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

SF = 1.20 TALUD 2,00 / 1 K1 = 1.40 K2 = 0.35 - 0.40 - 0.45



#### **7.4.1.3.- Talud 2.50 / 1**

### **A) Tabla de resultados obtenidos**

# MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

## RESUMEN DE RESULTADOS

TAMAÑO DE ROCA : D50 (m)

TALUD : 2.50 / 1

FACTOR DE SEGURIDAD: 1.20

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	Tramo Recto (*)	K1 = 1.10			K1 = 1.20			K1 = 1.30			K1 = 1.40		
			K2 = 0.05	K2 = 0.10	K2 = 0.15	K2 = 0.15	K2 = 0.20	K2 = 0.25	K2 = 0.25	K2 = 0.30	K2 = 0.35	K2 = 0.35	K2 = 0.40	K2 = 0.45
1.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
	1.50	0.02	0.03	0.03	0.04	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.08	0.09
	2.00	0.06	0.08	0.08	0.09	0.12	0.12	0.13	0.17	0.17	0.18	0.23	0.24	0.25
	2.50	0.12	0.18	0.19	0.20	0.27	0.29	0.30	0.43	0.45	0.47	0.69	0.73	0.77
2.00	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02
	1.50	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	0.06
	2.00	0.04	0.05	0.06	0.06	0.08	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11	0.14	0.14	0.14
	2.50	0.08	0.11	0.11	0.12	0.15	0.16	0.17	0.21	0.22	0.23	0.29	0.30	0.31
	3.00	0.14	0.20	0.21	0.21	0.29	0.30	0.31	0.42	0.43	0.45	0.60	0.62	0.64
3.00	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02
	1.50	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05
	2.00	0.03	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.09	0.09	0.11	0.11	0.11
	2.50	0.06	0.09	0.09	0.09	0.12	0.13	0.13	0.16	0.17	0.17	0.22	0.22	0.23
	3.00	0.11	0.15	0.16	0.16	0.22	0.22	0.23	0.30	0.31	0.32	0.41	0.42	0.43
4.00	1.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	1.50	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04
	2.00	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	0.07	0.07	0.08	0.09	0.10	0.10
	2.50	0.06	0.08	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11	0.14	0.14	0.15	0.18	0.19	0.19
	3.00	0.09	0.13	0.14	0.14	0.18	0.19	0.19	0.25	0.26	0.26	0.33	0.34	0.35

(\*) K1 = 1.00 K2 = 0.00

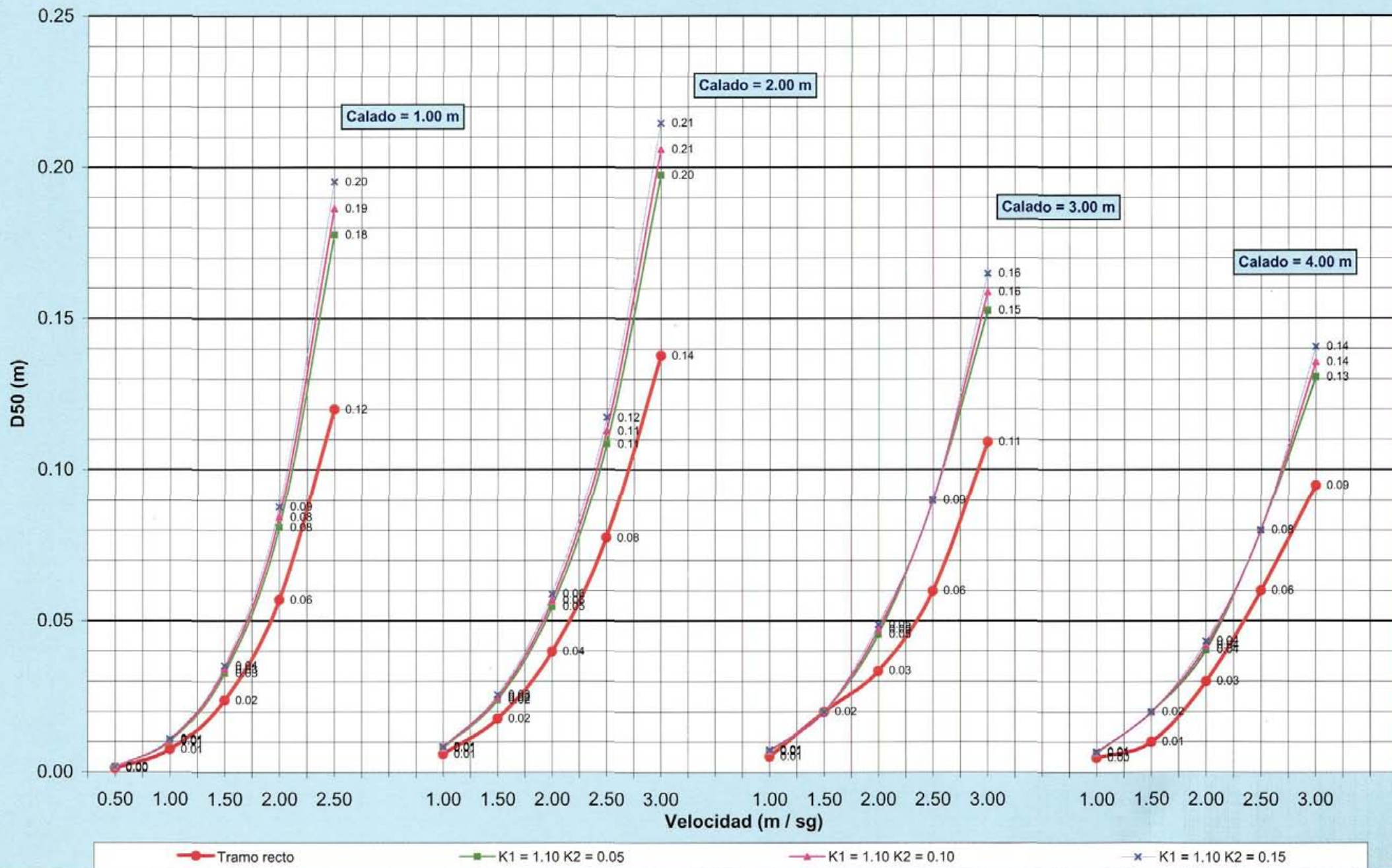
## **B) Representación gráfica**



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

## MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

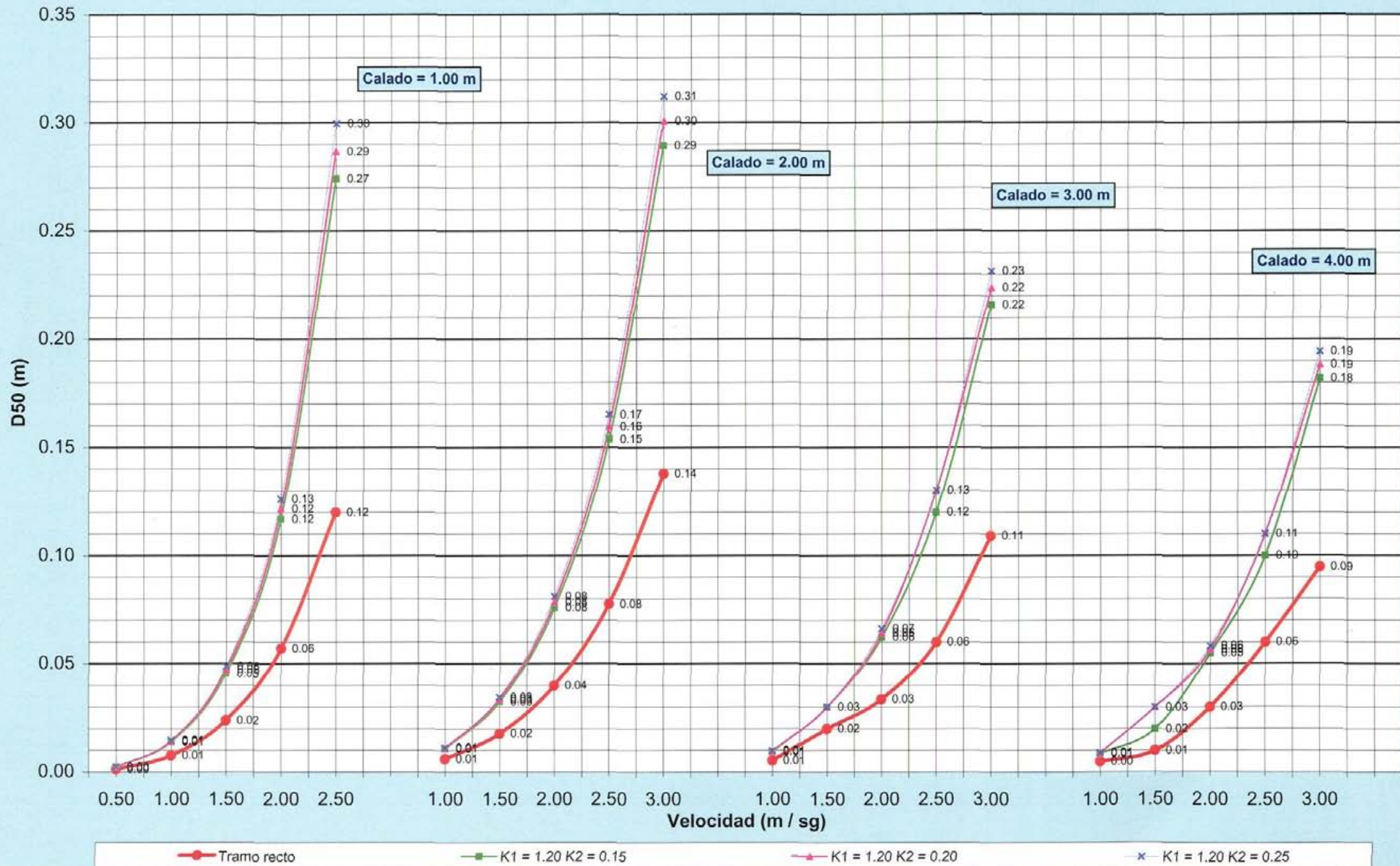
SF = 1.20 TALUD 2,50 / 1 K1 = 1.10 K2 = 0.05 - 0.10 - 0.15



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

## MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

SF = 1.20 TALUD 2,50 / 1 K1 = 1.20 K2 = 0.15 - 0.20 - 0.25

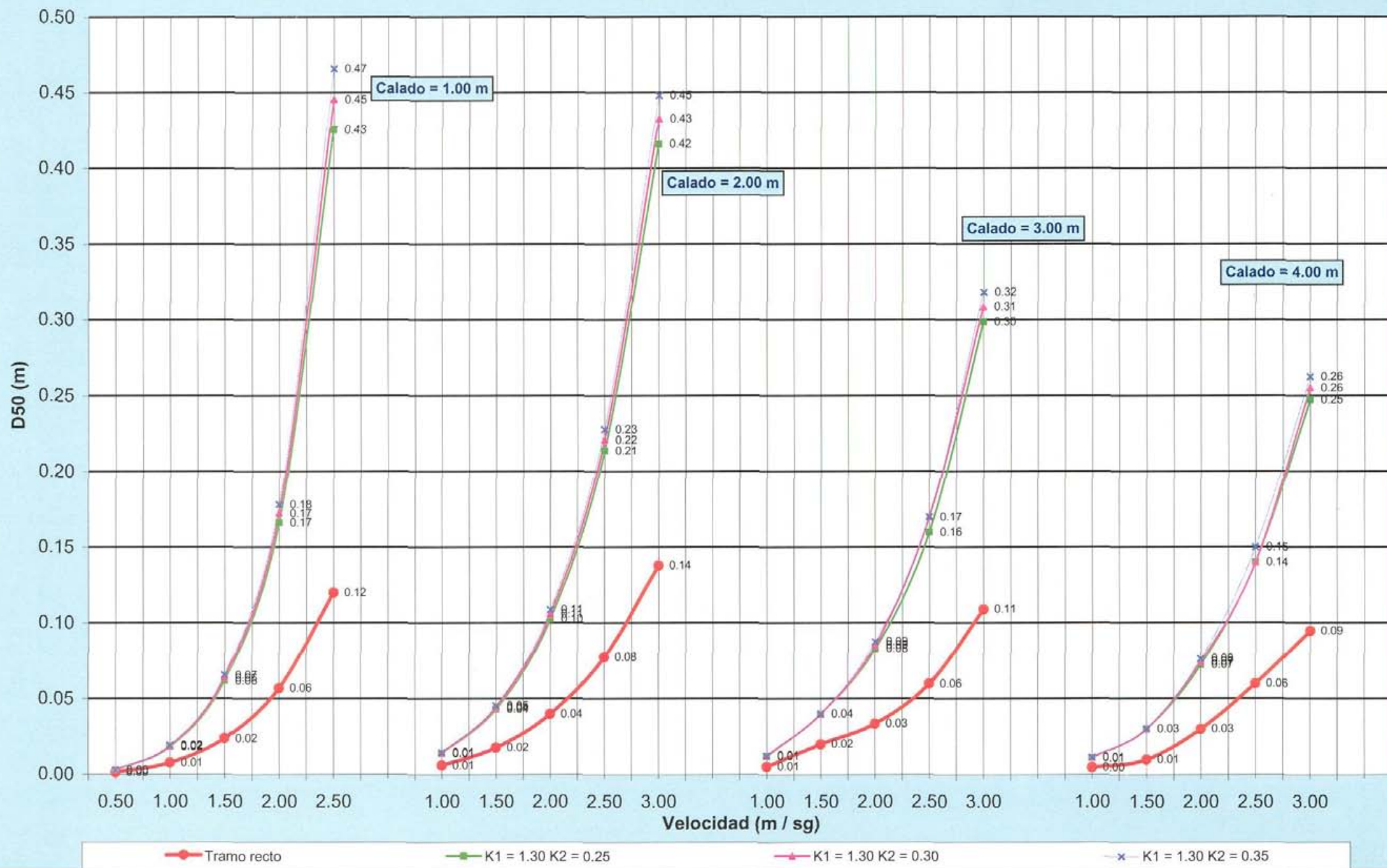




# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

## MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

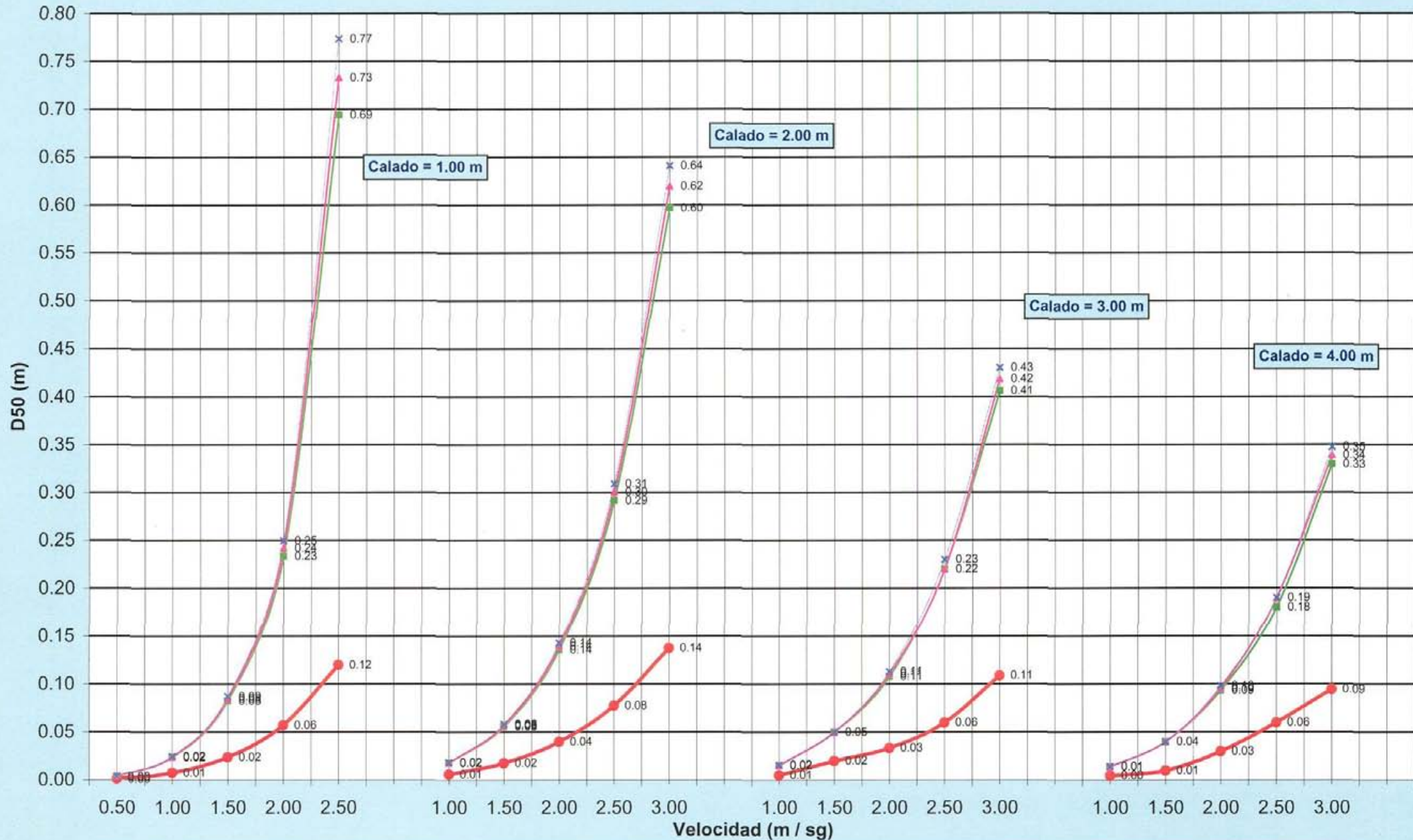
SF = 1.20 TALUD 2,50 / 1 K1 = 1.30 K2 = 0.25 - 0.30 - 0.35



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

## MÉTODO DESARROLLADO EN ESTA TESIS

SF = 1.20 TALUD 2,50 / 1 K1 = 1.40 K2 = 0.35 - 0.40 - 0.45



Tramo recto

K1 = 1.40 K2 = 0.35

K1 = 1.40 K2 = 0.40

K1 = 1.40 K2 = 0.45

#### **7.4.1.4.- Talud 3.00 / 1**

**A) Tabla de resultados obtenidos**

# MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

## RESUMEN DE RESULTADOS

TAMAÑO DE ROCA : D50 (m)

TALUD : 3.00 / 1

FACTOR DE SEGURIDAD: 1.20

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	Tramo Recto (*)	K1 = 1.10			K1 = 1.20			K1 = 1.30			K1 = 1.40		
			K2 = 0.05	K2 = 0.10	K2 = 0.15	K2 = 0.15	K2 = 0.20	K2 = 0.25	K2 = 0.25	K2 = 0.30	K2 = 0.35	K2 = 0.35	K2 = 0.40	K2 = 0.45
1.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02
	1.50	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06
	2.00	0.04	0.06	0.06	0.07	0.09	0.09	0.09	0.12	0.12	0.13	0.16	0.17	0.17
	2.50	0.09	0.13	0.14	0.14	0.19	0.20	0.21	0.28	0.29	0.30	0.42	0.43	0.45
2.00	1.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	1.50	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04
	2.00	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	0.06	0.08	0.08	0.08	0.10	0.10	0.11
	2.50	0.06	0.08	0.09	0.09	0.12	0.12	0.12	0.16	0.16	0.17	0.21	0.22	0.22
	3.00	0.11	0.15	0.16	0.16	0.21	0.22	0.23	0.30	0.31	0.32	0.41	0.42	0.44
3.00	1.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	1.50	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04
	2.00	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.06	0.07	0.07	0.08	0.08	0.09
	2.50	0.05	0.07	0.07	0.07	0.09	0.10	0.10	0.12	0.13	0.13	0.16	0.17	0.17
	3.00	0.09	0.12	0.12	0.13	0.16	0.17	0.17	0.22	0.23	0.23	0.30	0.30	0.31
4.00	3.50	0.14	0.19	0.20	0.21	0.27	0.28	0.29	0.38	0.39	0.40	0.51	0.53	0.54
	1.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	1.50	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
	2.00	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	0.06	0.07	0.07	0.07
	2.50	0.04	0.06	0.06	0.06	0.08	0.08	0.09	0.11	0.11	0.11	0.14	0.14	0.14
	3.00	0.08	0.10	0.11	0.11	0.14	0.14	0.15	0.19	0.19	0.20	0.25	0.25	0.26
	3.50	0.12	0.16	0.17	0.17	0.23	0.23	0.24	0.31	0.31	0.32	0.41	0.42	0.43

(\*)

K1 = 1.00 K2 = 0.00

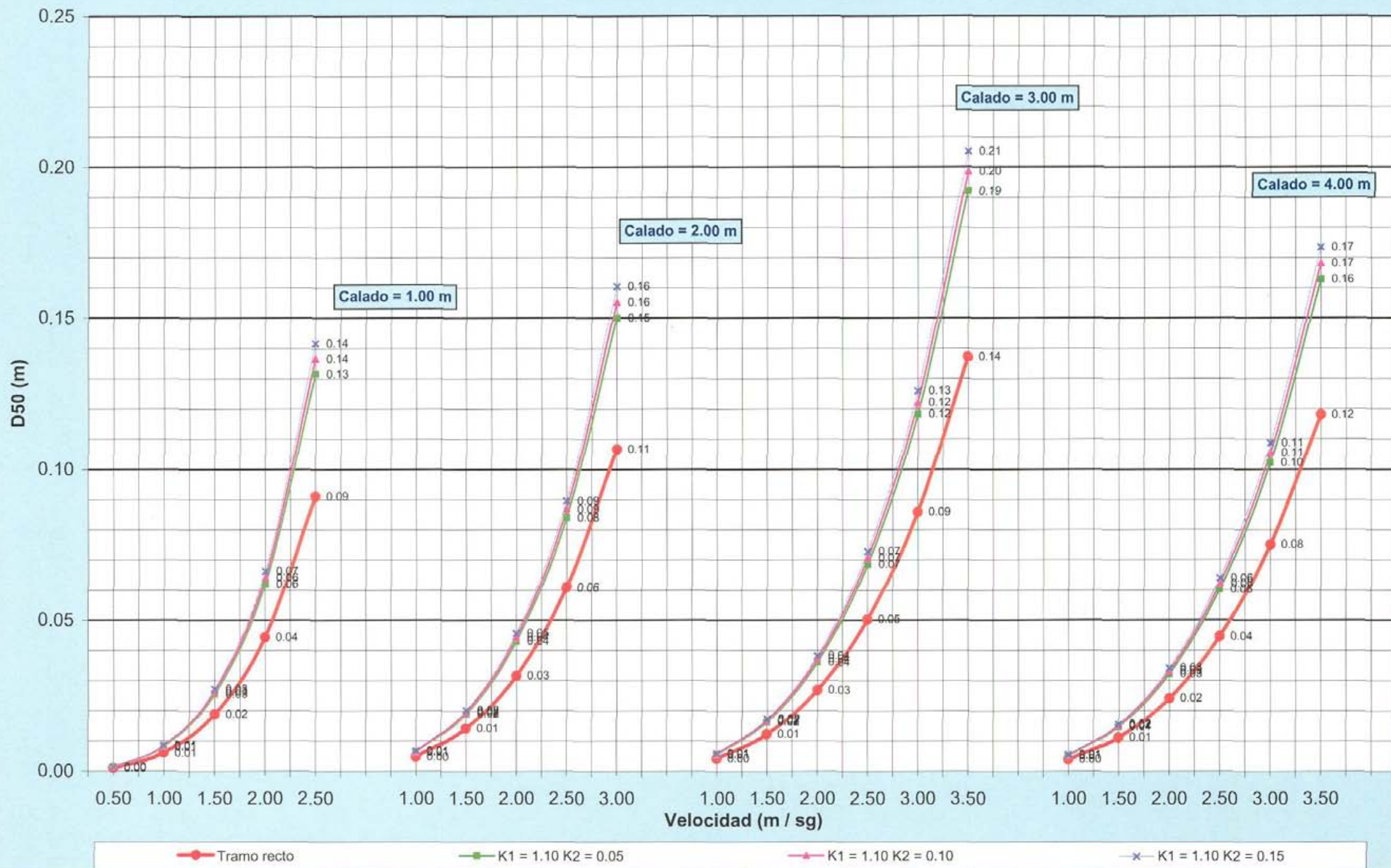
## **B) Representación gráfica**



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

## MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

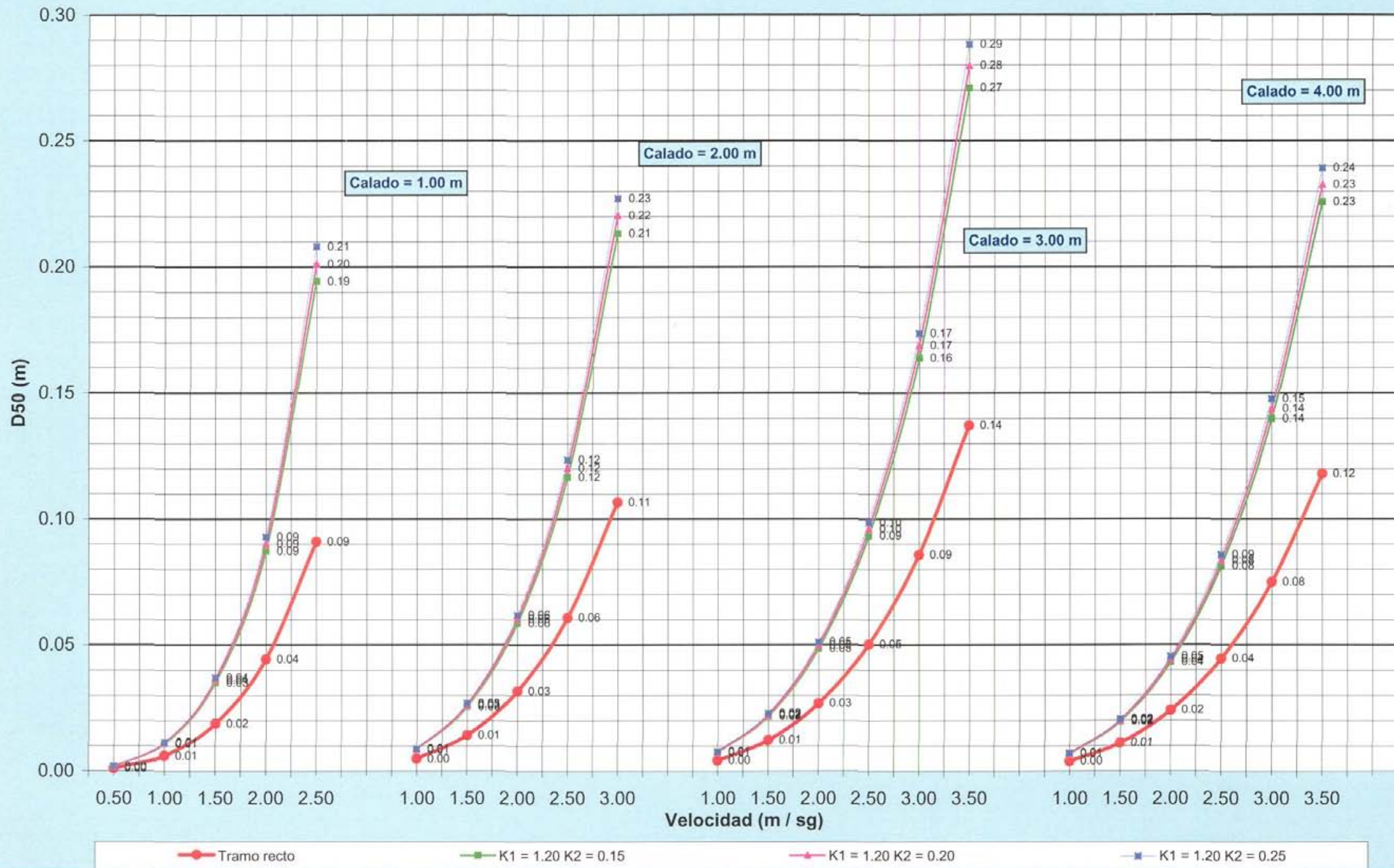
SF = 1.20 TALUD 3,00 / 1 K1 = 1.10 K2 = 0.05 - 0.10 - 0.15



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

## MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

SF = 1.20 TALUD 3,00 / 1 K1 = 1.20 K2 = 0.15 - 0.20 - 0.25

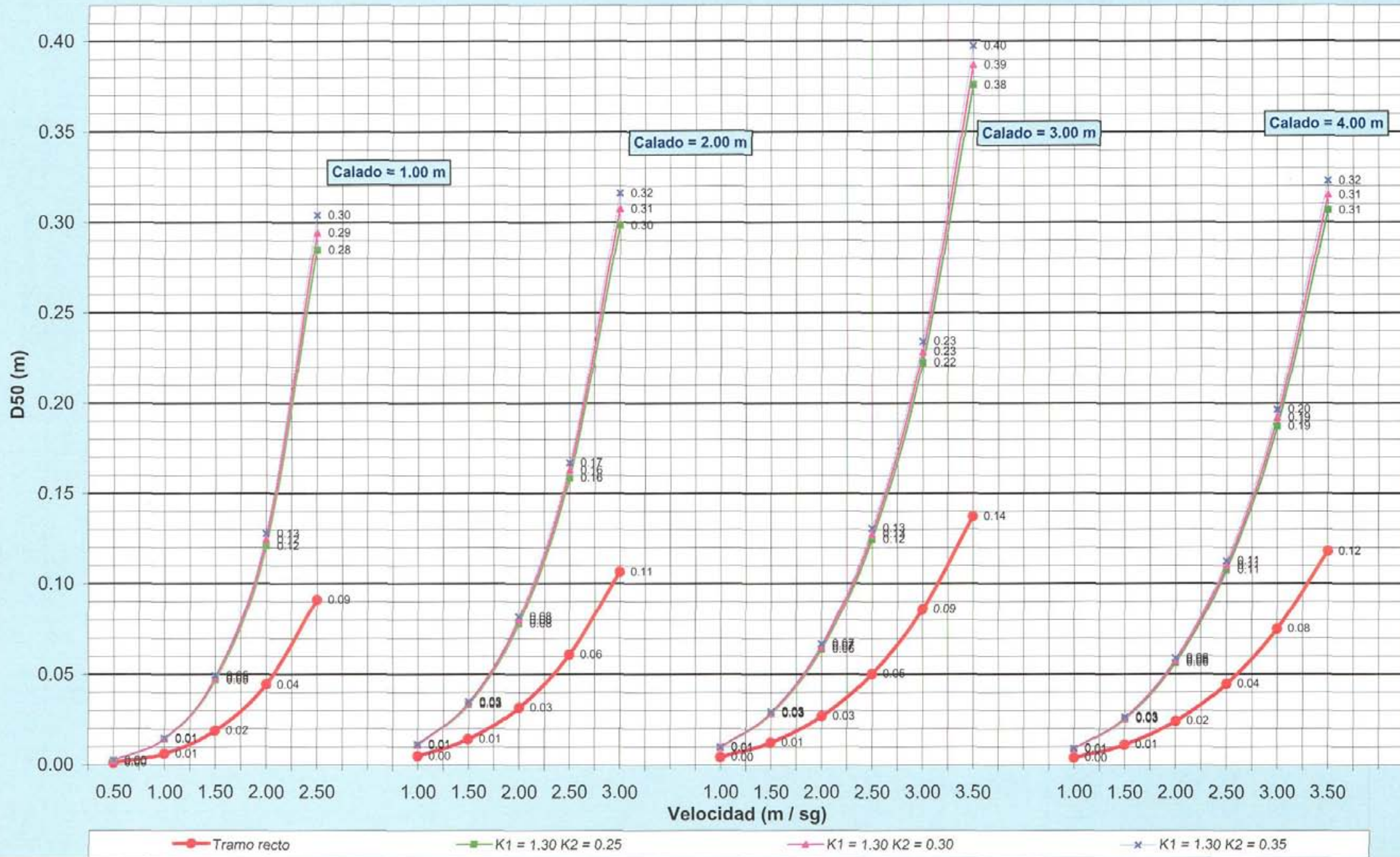




# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

## MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

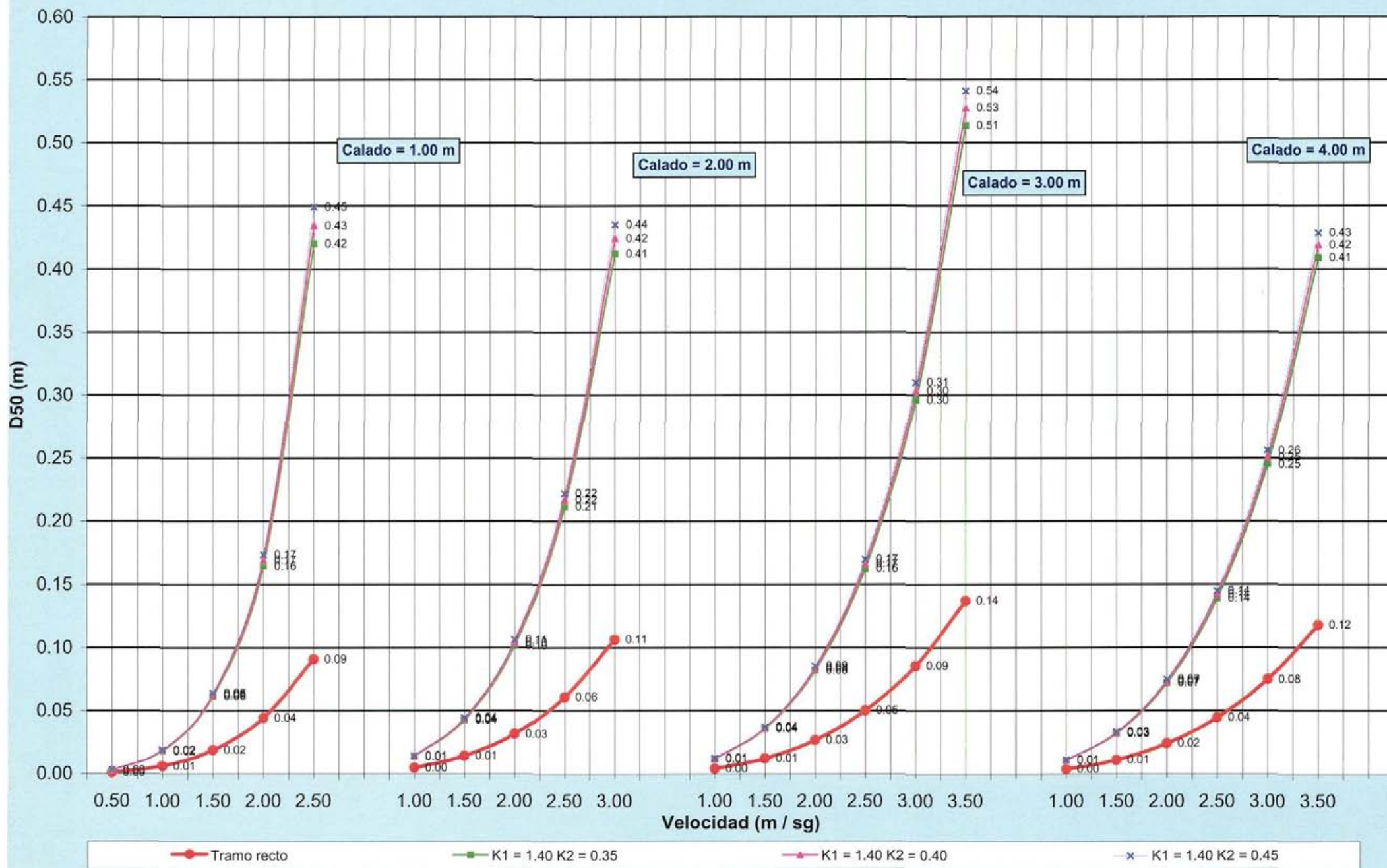
SF = 1.20 TALUD 3,00 / 1 K1 = 1.30 K2 = 0.25 - 0.30 - 0.35



# INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO

## MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

SF = 1.20 TALUD 3,00 / 1 K1 = 1.40 K2 = 0.35 - 0.40 - 0.45



## 7.5.- Correlación entre los valores de los parámetros $R/W$ y $K_1$

### 7.5.1.- Correlación a partir de los resultados obtenidos con el método desarrollado por el USCOE (1994) y el desarrollado en la presente tesis

Como ya se ha comentado a lo largo de la presente tesis, y ha quedado cuantificado en el apartado 6.7, el método de cálculo del tamaño de piedra para protecciones de escollera desarrollado por el USCOE es el único de los encontrados en la bibliografía que contempla el efecto de la curvatura en planta del cauce, mediante la utilización de un coeficiente  $C_v$ , el cuál es función de la relación existente entre la anchura de la lámina de agua y el radio de la curva, ( $R / W$ ). Este hecho hace que dicho método sea el único que se pueda tomar como referencia para la realización de un estudio comparativo entre los resultados obtenidos con éste y los obtenidos por aplicación del método desarrollado en la tesis, tratando de obtener una correlación entre el parámetro utilizado por el primero, esto es la relación  $R / W$ , y los utilizados por el segundo, es decir los coeficientes que cuantifican el efecto del incremento de velocidad debido a la curvatura,  $K_1$ , y el efecto de las corrientes secundarias,  $K_2$ .

La comparación se realiza en base a los resultados obtenidos por uno y otro método, expuestos respectivamente en los apartados 6.7 y 7.4 del presente trabajo, si bien, y a efectos comparativos prácticos se ha realizado un ajuste previo de valores, tanto de los parámetros  $R / W$ ,  $K_1$  y  $K_2$  como de los valores de la velocidad correspondientes a cada calado. De acuerdo a esto, los valores que han servido de base para la realización del estudio comparativo han sido los siguientes:

- **Taludes ( $H / V$ ):** 1.50 / 1, 2.00 / 1, 2.50 / 1, 3.00 / 1
- **Coeficiente de Seguridad ( $SF$ ):**  
SF = 1.10 para talud 1.50 / 1  
SF = 1.20 para el resto de valores del talud
- **Calado ( $d$ ):** 1.00, 2.00, 3.00, 4.00
- **Velocidad ( $V$ ):** Para cada valor de talud y calado se han seleccionado los valores más adecuados a los propósitos comparativos, los cuáles se exponen en las tablas y gráficos que se acompañan.



- **Valores del parámetro  $R/W$ :**

- 2.50
- 5.00
- 10.00
- 15.00
- 20.00
- 25.00

- **Combinaciones de valores de los parámetros  $K_1$  y  $K_2$ :**

- $K_1 = 1.00$   $K_2 = 0.00$  (Valor de referencia correspondiente a un tramo recto)
- $K_1 = 1.10$   $K_2 = 0.10$
- $K_1 = 1.20$   $K_2 = 0.20$
- $K_1 = 1.30$   $K_2 = 0.30$
- $K_1 = 1.40$   $K_2 = 0.40$
- $K_1 = 1.50$   $K_2 = 0.50$
- $K_1 = 1.60$   $K_2 = 0.60$

Los valores obtenidos se han representado gráficamente mediante familias de curvas  $K_1$ - $K_2$  y  $R/W$  para cada valor del talud y calado seleccionado. A continuación se incluye un ejemplo de las mismas.



Analizando la representación gráfica de las familias de curvas  $K_1$ - $K_2$  y  $R/W$  obtenidas para cada valor del talud y del calado seleccionado, se han obtenido los siguientes elementos:

- Tablas de correlación entre los valores del parámetro  $R/W$  y los valores del parámetro  $K_1$  en función de un valor frontera de velocidad para cada talud y calado.
- Tabla de correlación entre los mismos parámetros para un valor medio del calado correspondiente a cada talud.
- Representación gráfica de los valores obtenidos y obtención de curvas de regresión de tipo logarítmico para cada rango de valores de velocidad adoptados.
- Obtención de la curva de regresión logarítmica media, representativa de cada valor del talud.
- Obtención de una curva de regresión logarítmica media única.

Las tablas y gráficos mencionados se presentan a continuación, ordenados en función de los valores del talud.

**A) Talud 1.50 / 1**

**Correlación entre los valores de los parámetros  $R/W$  y  $K1$**

**Método USCOE (1994) y Método desarrollado en la tesis**

**TALUD 1.50 / 1      SF   1.10**

Calado = 1.00 - 2.00 m      Velocidad = 0.50 - 1.00 - 1.25 - 1.50 m/sg

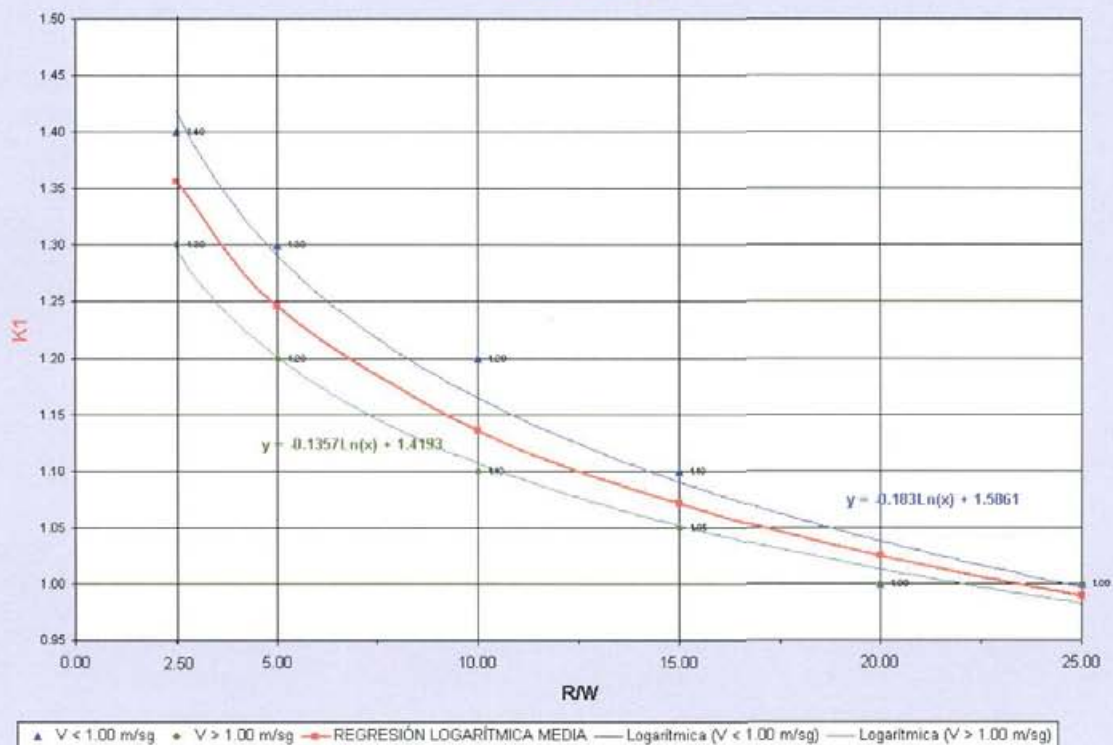
Calado = 3.00 - 4.00 m      Velocidad = 0.50 - 1.00 - 1.50 - 2.00 m/sg

R / W	K1							
	Calado = 1.00 m		Calado = 2.00 m		Calado = 3.00 m		Calado = 4.00 m	
	V < 1.00 m/sg	V > 1.00 m/sg	V < 1.00 m/sg	V > 1.00 m/sg	V < 1.00 m/sg	V > 1.00 m/sg	V < 1.00 m/sg	V > 1.00 m/sg
2.50	1.35	1.20	1.35 - 1.40	1.30	1.40	1.30	1.40	1.35
5.00	1.20	1.15	1.25	1.20	1.30	1.20	1.30	1.25
10.00	1.10	1.05	1.15	1.10	1.20	1.10	1.20	1.15
15.00	1.00	1.00	1.10	1.05	1.10	1.05	1.10	1.05
20.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.10	1.05
25.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

R / W	K1	
	Calado medio	
	V < 1.00 m/sg	V > 1.00 m/sg
2.50	1.40	1.30
5.00	1.30	1.20
10.00	1.20	1.10
15.00	1.10	1.05
20.00	1.00	1.00
25.00	1.00	1.00

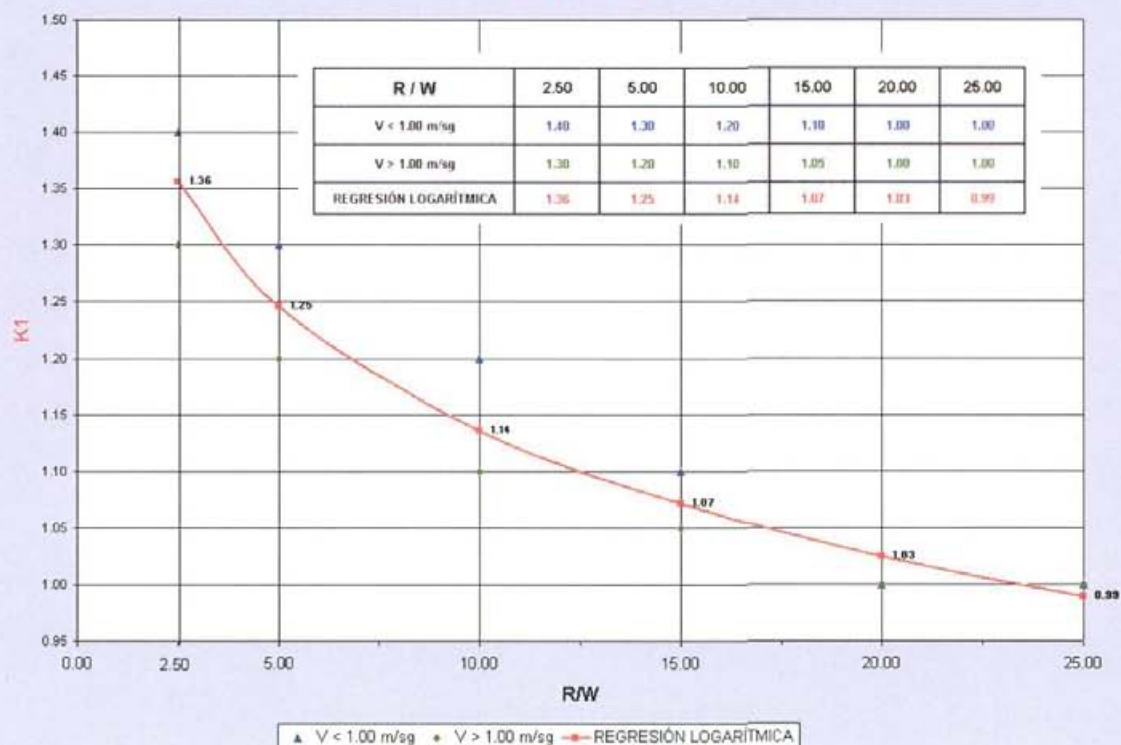
### CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS R/W y K1

TALUD 1.50 / 1



### CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS R/W y K1

TALUD 1.50 / 1





**B) Talud 2.00 / 1**

Correlación entre los valores de los parámetros *R/W* y *K1*

Método USCOE (1994) y Método desarrollado en la tesis

TALUD 2.00 / 1      SF   1.20

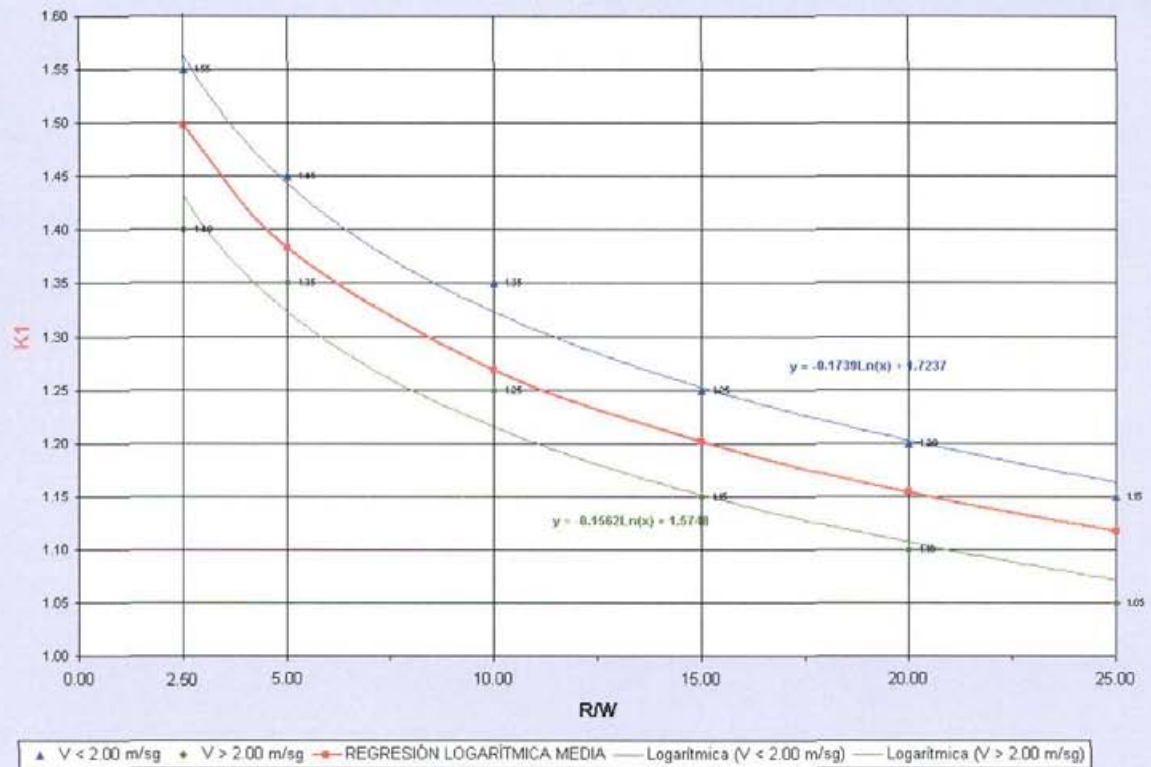
Calado = 1.00 m      Velocidad = 0.50 - 1.00 - 1.50 - 2.00 m/sg  
Calado = 2.00 m      Velocidad = 1.00 - 1.50 - 2.00 - 2.50 m/sg  
Calado = 3.00 - 4.00 m      Velocidad = 1.00 - 1.50 - 2.00 - 2.50 - 3.00 m/sg

R / W	K1							
	Calado = 1.00 m		Calado = 2.00 m		Calado = 3.00 m		Calado = 4.00 m	
	V < 2.00 m/sg	V > 2.00 m/sg	V < 2.00 m/sg	V > 2.00 m/sg	V < 2.00 m/sg	V > 2.00 m/sg	V < 2.00 m/sg	V > 2.00 m/sg
2.50	1.50	1.35	1.50	1.40	1.60	1.45	1.60	1.50
5.00	1.40	1.25	1.45	1.35	1.45	1.35	1.50	1.40
10.00	1.35	1.20	1.30	1.25	1.35	1.25	1.40	1.30
15.00	1.25	1.15	1.25	1.15	1.25	1.20	1.30	1.20
20.00	1.20	1.10	1.20	1.10	1.20	1.15	1.20	1.15
25.00	1.10	1.05	1.15	1.05	1.15	1.10	1.15	1.10

R / W	K1	
	Calado medio	
	V < 2.00 m/sg	V > 2.00 m/sg
2.50	1.55	1.40
5.00	1.45	1.35
10.00	1.35	1.25
15.00	1.25	1.15
20.00	1.20	1.10
25.00	1.15	1.05

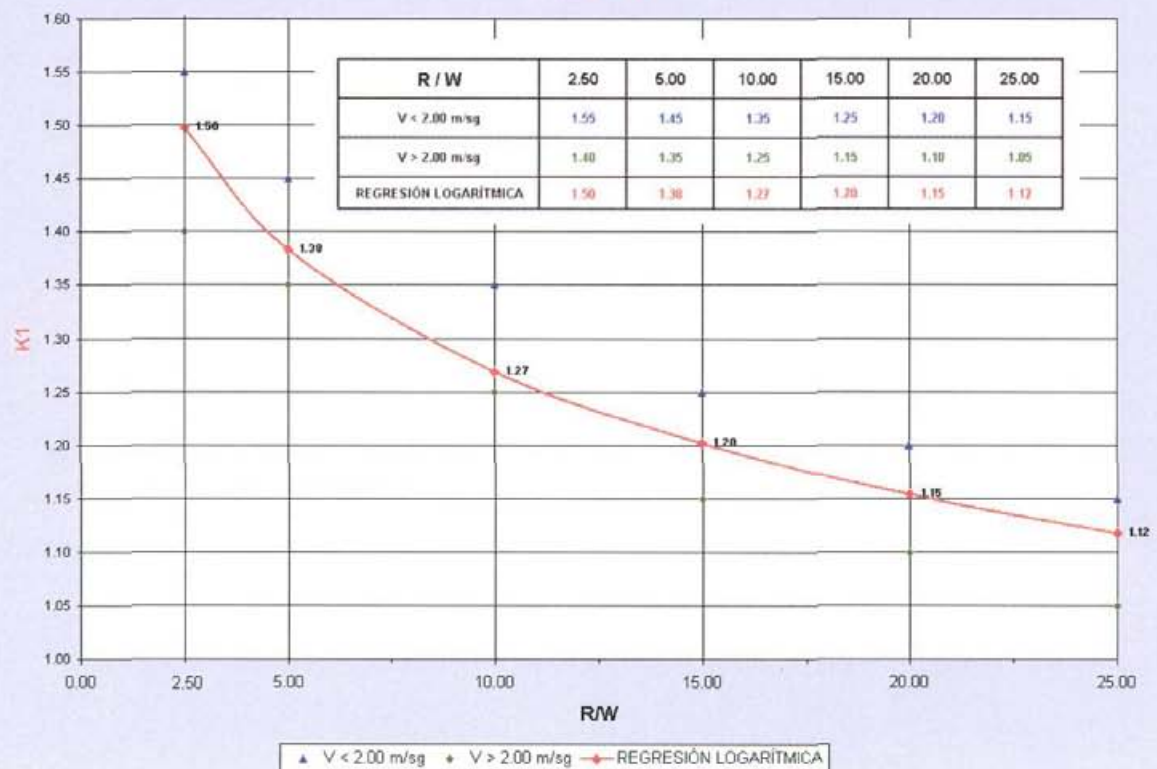
## CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS R/W y K1

TALUD 2.00 / 1



## CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS R/W y K1

TALUD 2.00 / 1



**C) Talud 2.50/ 1**

**Correlación entre los valores de los parámetros *R/W* y *K1***

**Método USCOE (1994) y Método desarrollado en la tesis**

**TALUD 2.50 / 1      SF   1.20**

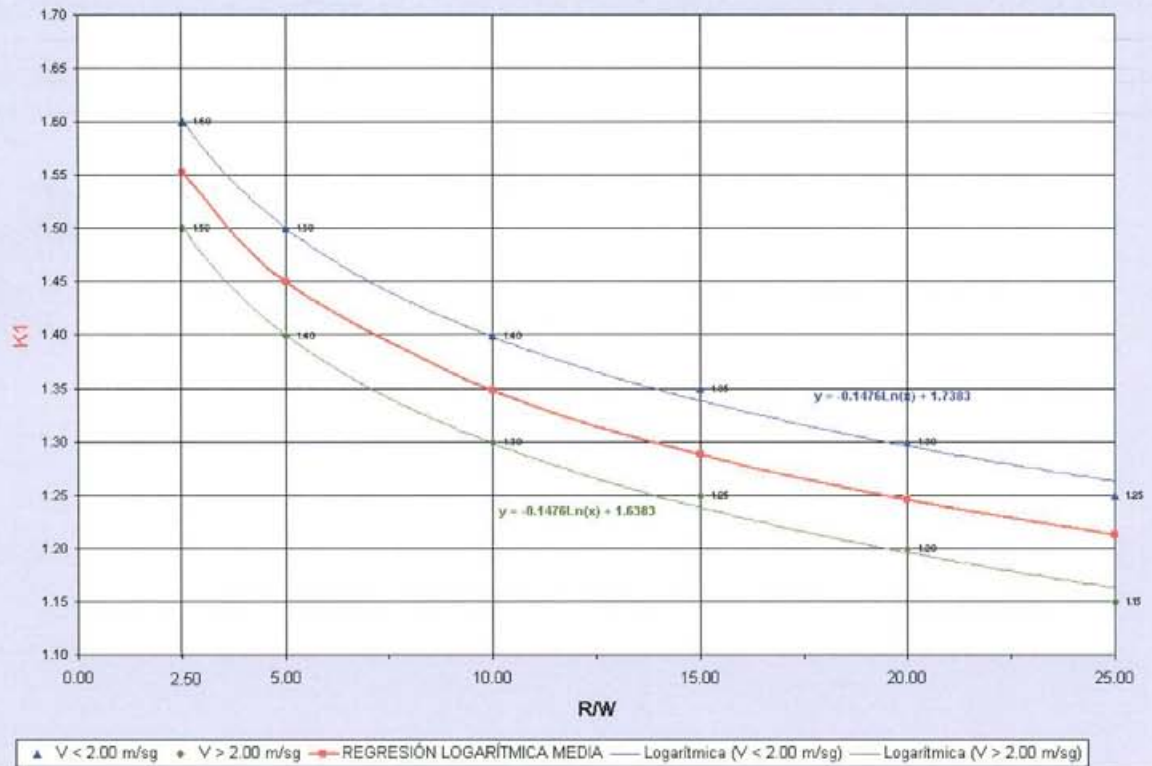
Calado = 1.00 m      Velocidad = 0.50 - 1.00 - 1.50 - 2.00 m/sg  
Calado = 2.00 m      Velocidad = 1.00 - 1.50 - 2.00 - 2.50 m/sg  
Calado = 3.00 - 4.00 m      Velocidad = 1.00 - 1.50 - 2.00 - 2.50 - 3.00 m/sg

R / W	K1							
	Calado = 1.00 m		Calado = 2.00 m		Calado = 3.00 m		Calado = 4.00 m	
	V < 2.00 m/sg	V > 2.00 m/sg	V < 2.00 m/sg	V > 2.00 m/sg	V < 2.00 m/sg	V > 2.00 m/sg	V < 2.00 m/sg	V > 2.00 m/sg
2.50	1.50	1.40	1.60	1.50	1.70	1.60	1.70	1.70
5.00	1.50	1.35	1.50	1.40	1.60	1.50	1.60	1.60
10.00	1.40	1.25	1.40	1.30	1.40	1.40	1.50	1.50
15.00	1.20	1.20	1.35	1.25	1.40	1.30	1.40	1.35
20.00	1.20	1.15	1.30	1.20	1.30	1.25	1.35	1.30
25.00	1.10	1.10	1.25	1.15	1.30	1.20	1.30	1.20

R / W	K1	
	Calado medio	
	V < 2.00 m/sg	V > 2.00 m/sg
2.50	1.60	1.50
5.00	1.50	1.40
10.00	1.40	1.30
15.00	1.35	1.25
20.00	1.30	1.20
25.00	1.25	1.15

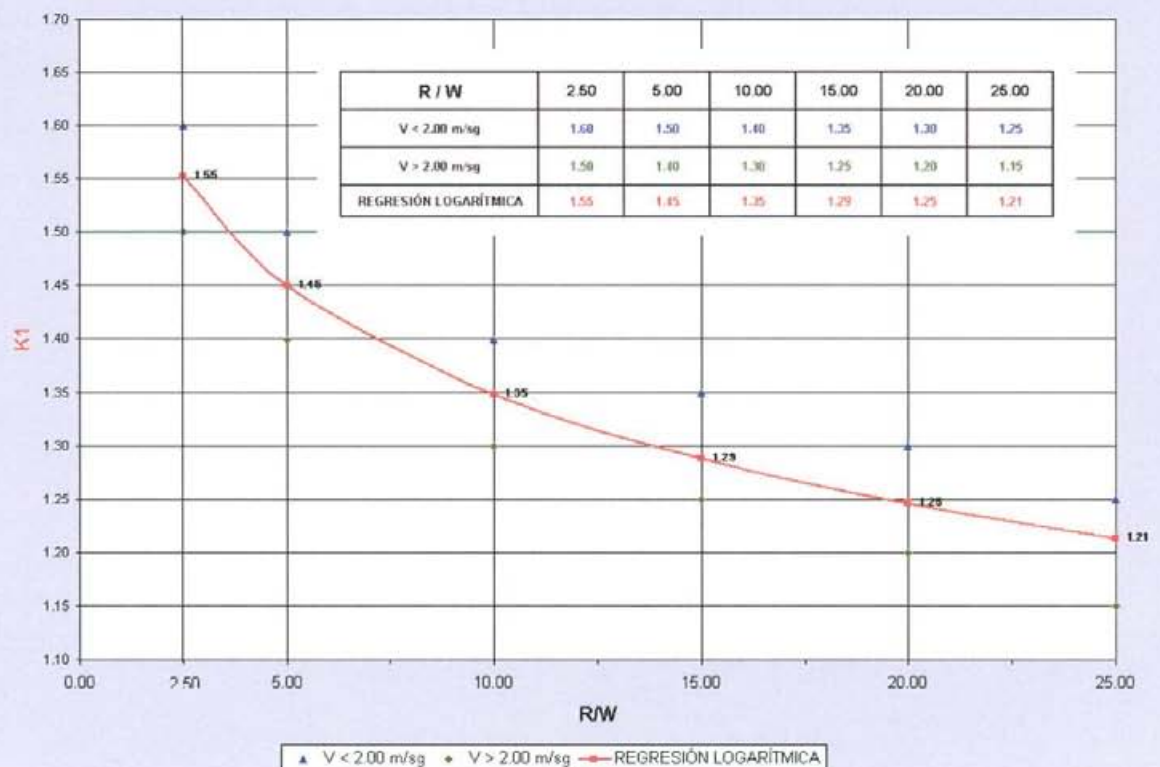
## CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS R/W y K1

TALUD 2.50 / 1



## CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS R/W y K1

TALUD 2.50 / 1



**D) Talud 3.00/ 1**

**Correlación entre los valores de los parámetros *R/W* y *K1***

**Método USCOE (1994) y Método desarrollado en la tesis**

**TALUD 3.00 / 1            SF    1.20**

Calado = 1.00 m                    Velocidad = 0.50 - 1.00 - 1.50 - 2.00 m/sg  
Calado = 2.00 m                    Velocidad = 1.00 - 1.50 - 2.00 - 2.50 m/sg  
Calado = 3.00 - 4.00 m            Velocidad = 1.00 - 1.50 - 2.00 - 2.50 - 3.00 m/sg

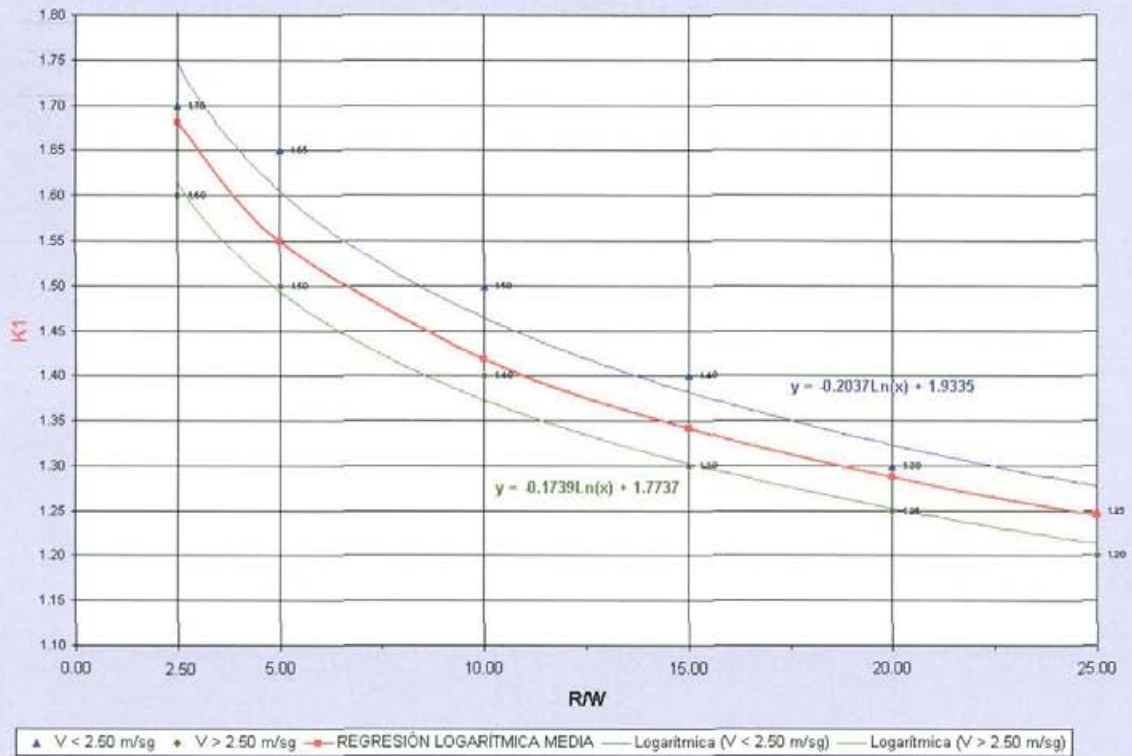
R / W	K1							
	Calado = 1.00 m		Calado = 2.00 m		Calado = 3.00 m		Calado = 4.00 m	
	V < 2.00 m/sg	V > 2.00 m/sg	V < 2.00 m/sg	V > 2.00 m/sg	V < 2.00 m/sg	V > 2.00 m/sg	V < 2.00 m/sg	V > 2.00 m/sg
2.50	1.60	1.50	1.65	1.60	1.75	1.65	1.80	1.70
5.00	1.55	1.45	1.60	1.50	1.70	1.55	1.70	1.60
10.00	1.40	1.35	1.50	1.40	1.50	1.40	1.50	1.45
15.00	1.35	1.25	1.40	1.30	1.40	1.35	1.40	1.35
20.00	1.30	1.20	1.35	1.25	1.30	1.30	1.35	1.30
25.00	1.20	1.10	1.30	1.20	1.30	1.20	1.30	1.25

R / W	K1	
	Calado medio	
	V < 2.00 m/sg	V > 2.00 m/sg
2.50	1.70	1.60
5.00	1.65	1.50
10.00	1.50	1.40
15.00	1.40	1.30
20.00	1.30	1.25
25.00	1.25	1.20



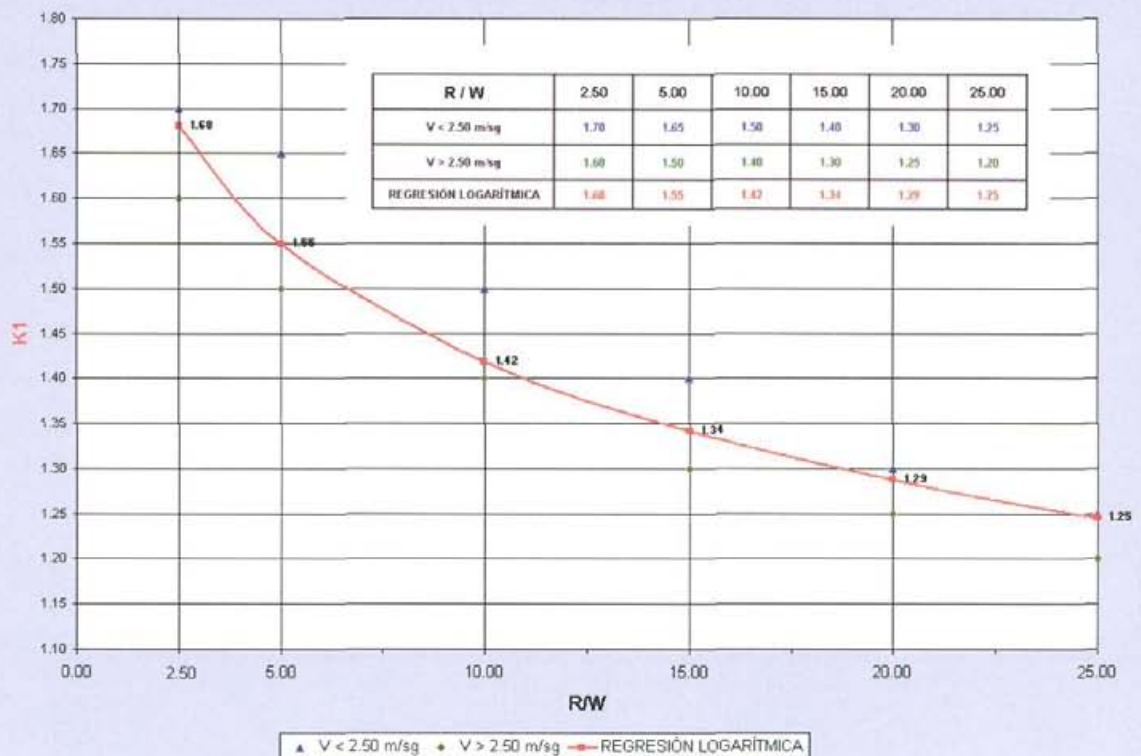
## CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS R/W y K1

TALUD 3.00 / 1



## CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS R/W y K1

TALUD 3.00 / 1



### 7.5.1.1.- Obtención de una curva de correlación media

A partir de los resultados obtenidos para cada valor del talud y rango de velocidades seleccionado en cada caso, resumidos en la tabla que se incluye a continuación, se ha realizado un ajuste de tipo logarítmico a una curva única, de la cuál se incluye su representación gráfica.

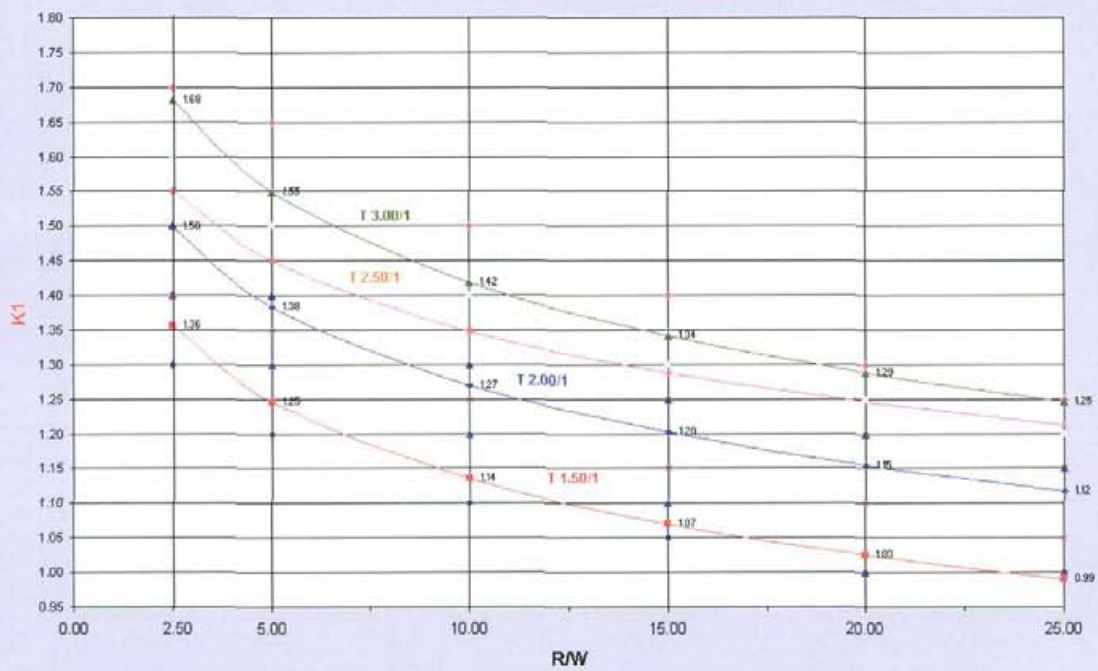
#### Correlación entre los valores de R/W y K1

Rectas de regresión logarítmica  $y = a.Lnx + b$

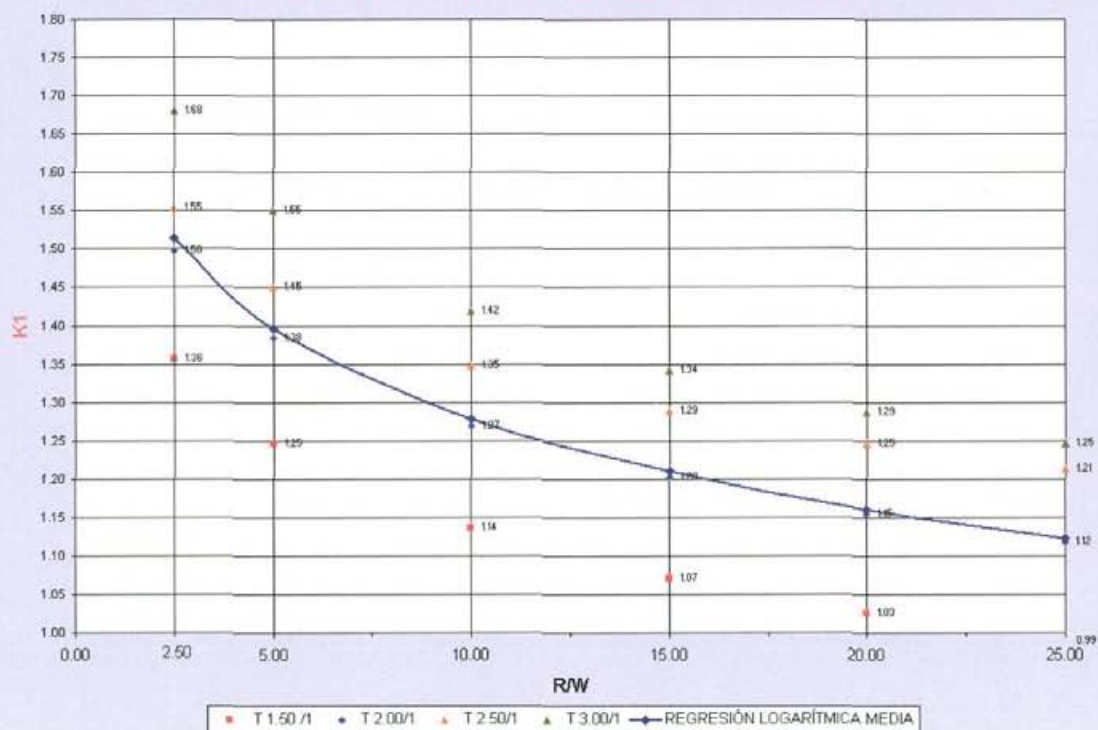
R/W	K1						Coeficientes	
	2.50	5.00	10.00	15.00	20.00	25.00	a	b
Talud 1.50 / 1	1.36	1.25	1.14	1.07	1.03	0.99		
Talud 2.00 / 1	1.50	1.38	1.27	1.20	1.15	1.12		
Talud 2.50 / 1	1.55	1.45	1.35	1.29	1.25	1.21		
Talud 3.00 / 1	1.68	1.55	1.42	1.34	1.29	1.25		
R.L. Talud 1.50 / 1	1.36	1.25	1.14	1.07	1.03	0.99	-0.1594	1.5027
R.L. Talud 2.00 / 1	1.50	1.38	1.27	1.20	1.16	1.12	-0.1650	1.6493
R.L. Talud 2.50 / 1	1.55	1.45	1.35	1.29	1.25	1.21	-0.1476	1.6883
R.L. Talud 3.00 / 1	1.68	1.55	1.42	1.34	1.29	1.25	-0.1888	1.8536
REGRESIÓN LOGARÍTMICA MEDIA	1.51	1.40	1.28	1.21	1.16	1.12	-0.17	1.67

CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS  $R/W$  y  $K_1$ 

TALUDES: 1.50/1, 2.00/1, 2.50/1 y 3.00/1

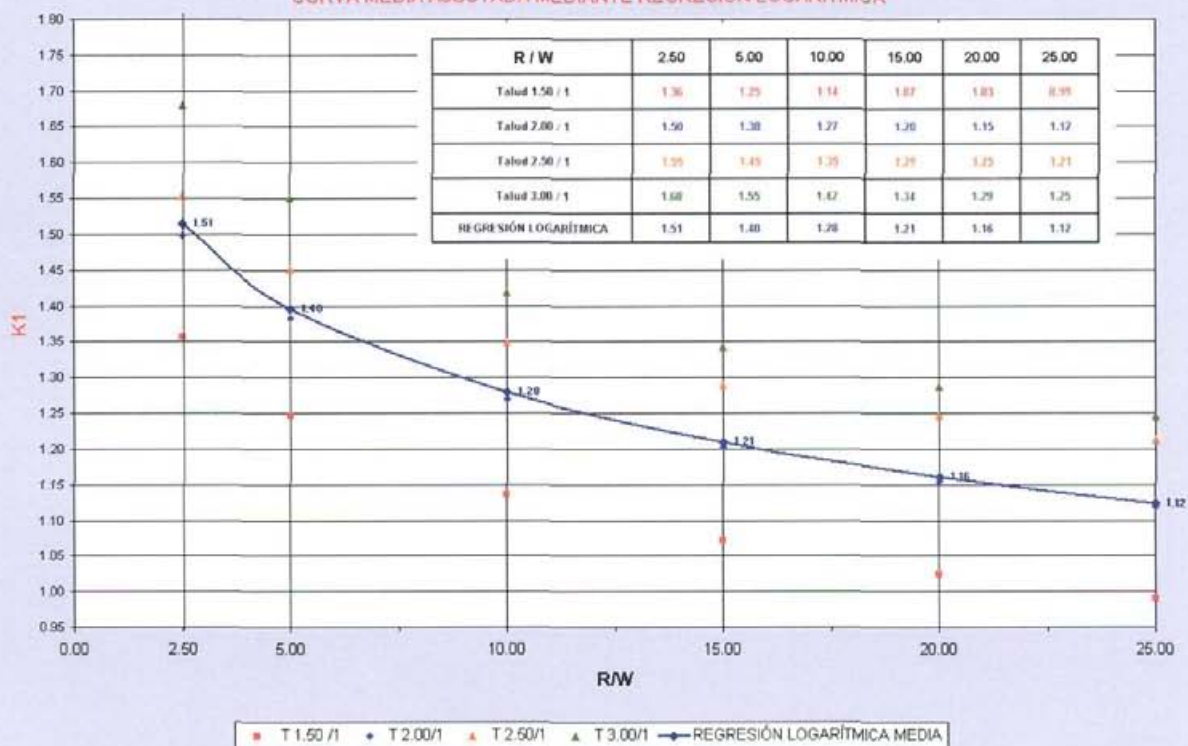
CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS  $R/W$  y  $K_1$ 

CURVA MEDIA AJUSTADA MEDIANTE REGRESIÓN LOGARÍTMICA



## CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS R/W y K1

CURVA MEDIA AJUSTADA MEDIANTE REGRESIÓN LOGARÍTMICA



### 7.5.2.- Comparación con los valores obtenidos en estudios realizados por otros autores

Según quedó expuesto en el capítulo 6 (apartado 6.6) de la presente tesis, se han localizado en la bibliografía especializada estudios o artículos realizados por diversos autores en los que establecen algún tipo de relación entre las velocidades del flujo en tramos rectos y curvos. De éstos se han seleccionado, con propósito comparativo, aquellos en los que se puede fijar algún tipo de relación entre el parámetro  $R / W$  y el ratio entre las velocidades máxima y media en un tramo con curvatura en planta ( $V_{max} / V_{med}$ ), ratio este que equivale al parámetro  $K_I$  obtenido en la metodología desarrollada en la presente tesis.

De acuerdo a estas premisas, los estudios seleccionados son los siguientes:

- Estudios publicados por Renjie Xia (ASCE, 1997)
- Estudios empíricos realizados por la California Division of Highways (1970)
- Valores recomendados por Schmitt
- Valores recomendados por el U.S. Army Engineer District, Seattle
- Valores recomendados por Maynard (1988)
- Estudios realizados por Thorne and Abt (1990)

Las relaciones entre los parámetros  $R / W$  y  $K_I$  extraídas de esta serie de estudios y valores recomendados, además del ya utilizado método del USCOE (1994), se comparan con la obtenida a partir de la metodología desarrollada en esta tesis mediante las tablas y gráficos que se incluyen a continuación.

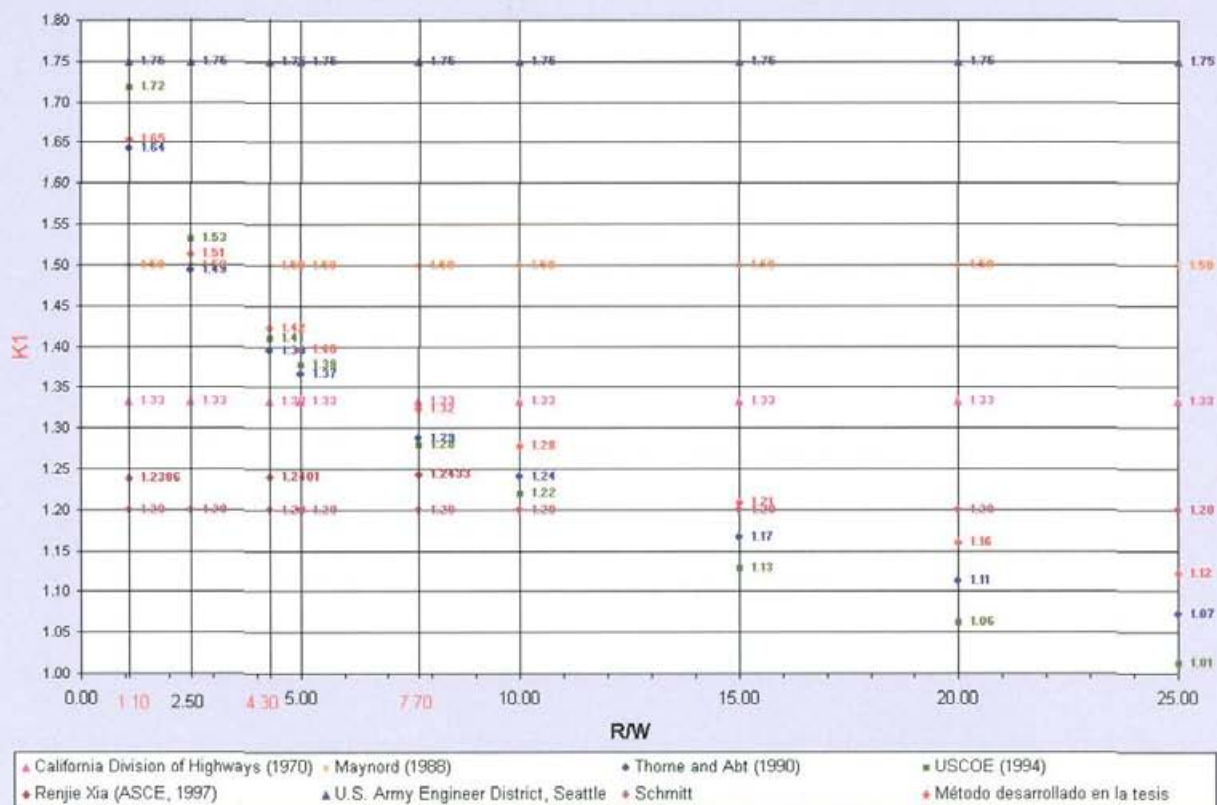
**CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS R/W Y K1**

Comparación de valores obtenidos por diversos autores con los obtenidos con el método desarrollado en la tesis

R / W	1.10	2.50	4.30	5.00	7.70	10.00	15.00	20.00	25.00
CALIFORNIA DIVISION OF HIGHWAYS (1970)	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33
MAYNORD (1988)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
THORNE AND ABT (1990)	1.64	1.49	1.39	1.37	1.29	1.24	1.17	1.11	1.07
USCOE (1994)	1.72	1.53	1.41	1.38	1.28	1.22	1.13	1.06	1.01
RENJIE XIA (ASCE 1997)	1.2386		1.2401		1.2433				
U.S. ARMY ENGINEER DISTRICT, SEATTLE	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75
SCHMITT	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS	1.65	1.51	1.42	1.40	1.32	1.28	1.21	1.16	1.12

**CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS R/W Y K1**

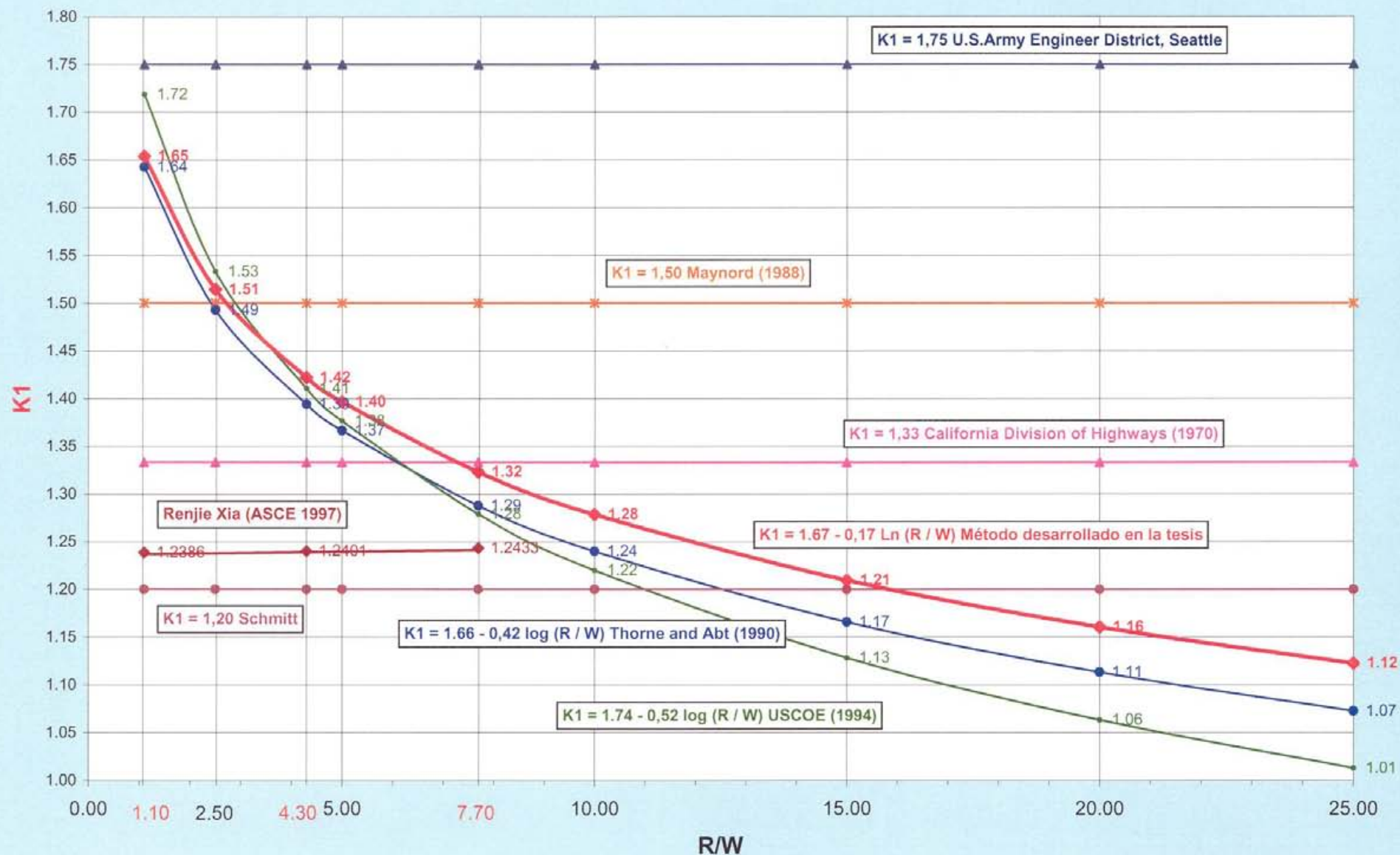
ESTUDIOS REALIZADOS POR VARIOS AUTORES





# CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS R/W Y K1

Comparación entre estudios realizados por varios autores y el método desarrollado en la tesis



- |  |                                      |                       |                                 |
|--|--------------------------------------|-----------------------|---------------------------------|
| California Division of Highways (1970) | Maynord (1988)                       | Thorne and Abt (1990) | USCOE (1994)                    |
| Renjie Xia (ASCE, 1997)                | U.S. Army Engineer District, Seattle | Schmitt               | Método desarrollado en la tesis |

En cuanto a la relación entre los parámetros  $R/W$  y  $K_2$  no se ha podido obtener ninguna referencia en la bibliografía existente para haber podido realizar una correlación similar a la realizada en el caso del parámetro  $K_1$ . Teniendo en cuenta además que el valor de este parámetro, al representar la relación entre la velocidad media de la corriente en un tramo recto y la velocidad secundaria en un tramo curvo, depende mucho de la forma que tenga la sección del cauce resulta muy difícil realizar una cuantificación del mismo en función únicamente del radio de la curva y de la anchura de la lámina de agua. El procedimiento más exacto sería, tal cómo se adelantó en el punto 7.4 la obtención directa del mismo bien mediante un modelo fluvial o mediante medición “in situ” y aplicación posterior de la metodología propuesta.

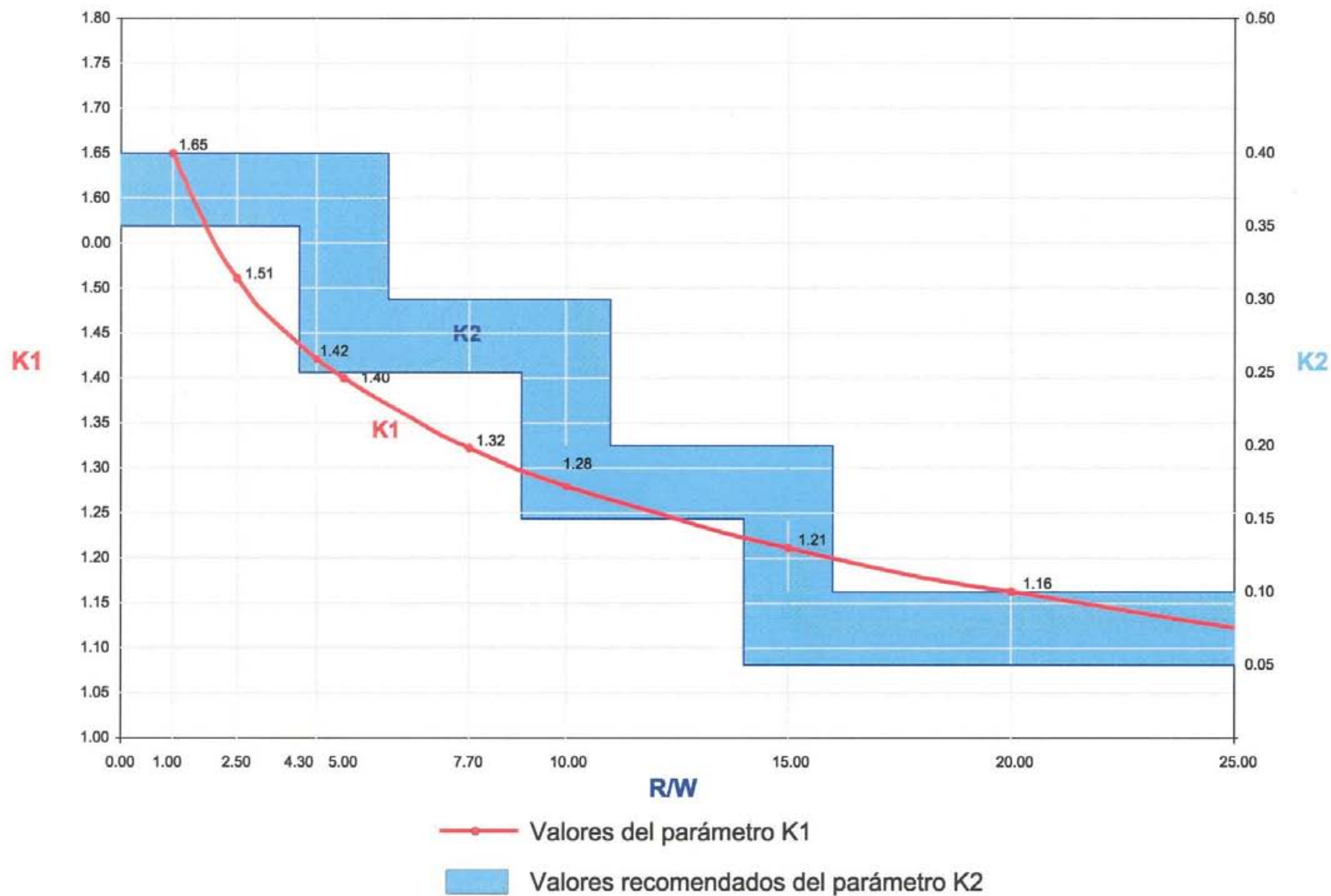
Para los múltiples casos en los que se aborda el dimensionamiento de una protección de escollera en el talud exterior de una curva y no se disponga de ni de un modelo bidimensional ni de la posibilidad de realizar una medición “in situ” se puede utilizar la tabla y el gráfico que se presentan a continuación, en los cuáles dan unos valores recomendados del parámetro  $K_2$  en función del ratio  $R/W$  y del parámetro  $K_1$  y que resulta útil para realizar el dimensionamiento en estos casos.

### **Correlación entre los parámetros $R/W$ , $K_1$ y $K_2$**

<b>R / W</b>	<b>K1</b>	<b>K2 recomendado</b>	
		<b>Valor inferior</b>	<b>Valor superior</b>
<b>2.50</b>	1.51	0.35	0.40
<b>5.00</b>	1.40	0.35	0.40
<b>10.00</b>	1.28	0.25	0.30
<b>15.00</b>	1.21	0.15	0.20
<b>20.00</b>	1.16	0.05	0.10
<b>25.00</b>	1.12	0.05	0.10



## CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS R/W, K1 Y K2



## **CAPÍTULO 8**

### **CONCLUSIONES Y LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURAS**

#### **8.1.- Introducción**

El trabajo realizado en la presente tesis doctoral se ha centrado, primeramente, en la revisión de los métodos existentes actualmente tanto para el análisis de la estabilidad de la escollera como para el dimensionamiento de protecciones, realizando un amplio estudio comparativo de criterios, parámetros de cálculo y resultados obtenidos por los cálculos efectuados con los mismos. Posteriormente se ha analizado en profundidad el estado del arte en cuanto al flujo en tramos curvos, con especial incidencia en la relación entre la velocidad media del flujo en tramos rectos y la velocidad máxima en tramos curvos, así como en la cuantificación de las corrientes secundarias producidas en estos últimos. La tesis finaliza con la propuesta de una nueva metodología para el cálculo de protecciones de escollera en tramos curvos que, basada en métodos clásicos, contempla tanto el incremento en la velocidad media de la corriente que se produce por efecto de la curvatura como la presencia de la velocidad debida a los movimientos secundarios que tienen lugar en una curva.

A continuación se exponen las principales conclusiones obtenidas a partir del trabajo realizado en esta tesis y posteriormente se incluye un apartado dedicado a las posibilidades de ampliación y líneas de investigación que podrían abrirse camino como continuación de este trabajo.

## 8.2.- Conclusiones

Las principales conclusiones que se obtienen del trabajo desarrollado a lo largo de la elaboración de la presente tesis se pueden resumir en los siguientes apartados:

### A) Conclusiones obtenidas del análisis bibliográfico y de la experiencia profesional:

1. La experiencia muestra que una parte muy importante de los *fallos* se producen en las protecciones dispuestas en el talud exterior de los tramos curvos de los cauces, y sobre todo en las primeras fases de la vida de las mismas debido al incremento de la potencia del flujo que tiene lugar en estas zonas. Estos problemas se vienen solucionando, en la mayor parte de los casos, mediante simples obras de reconstrucción.
2. Desafortunadamente el diseño de protecciones de escollera en cauces se justifica, en muchos proyectos, sólo con el empleo de *métodos empíricos* que utilizan como parámetro de diseño la velocidad media en la sección, por ser éste el único dato disponible en la mayoría de los casos.
3. Tampoco los *modelos bidimensionales* existentes en la actualidad consideran habitualmente la distribución de velocidades a lo largo de la sección, por lo que el diseñador no conoce ni el valor real de la velocidad en el exterior de la curva ni el efecto de las corrientes secundarias en la misma. En estas condiciones, la protección diseñada para la velocidad media puede tener un coeficiente de seguridad inferior a la unidad y resultar, en consecuencia, un diseño no seguro.
4. La existencia de *vegetación* dispuesta entre los bloques de piedra de una protección de escollera sobre un talud contribuye a aumentar la estabilidad del mismo, aspecto éste que no ha sido considerado en la presente tesis doctoral.

*B) Conclusiones obtenidas del estudio y comparación de las diferentes metodologías de cálculo de protecciones de escollera:*

1. El *análisis de la estabilidad* teórica de las partículas que constituyen una protección de escollera dispuesta sobre un talud de un cauce se ha abordado tradicionalmente desde dos puntos de vista diferentes:

- Análisis de la estabilidad de una partícula simple
- Análisis de la estabilidad considerando la interacción entre las partículas

Las fórmulas existentes utilizan aproximaciones que relacionan la magnitud y dirección de las fuerzas que actúan en el contorno de un canal con las fuerzas pasivas que tienden a prevenir la erosión, pudiéndose agrupar en:

- Las que establecen una relación entre la velocidad permisible y el tamaño de la partícula para canales en terrenos cohesivos y no cohesivos.
  - Las que relacionan la velocidad permisible con la estabilidad de canales con vegetación y otros tipos de revestimiento.
  - Las que establecen una relación entre la tensión tractiva en el contorno del canal y el tamaño de las partículas sobre las que actúa.
2. Los *resultados obtenidos* con las fórmulas existentes presentan diferencias importantes entre sí debido a la dificultad de evaluar tanto la tensión tractiva como la velocidad que actúa sobre la piedra. Asimismo, la mayoría de ellos no tiene en cuenta aspectos tales como la graduación, el espesor de la protección y la forma de la piedra.
  3. Los *métodos de cálculo* de protecciones de escollera existentes se han clasificado en grupos atendiendo a los parámetros de cálculo empleados por cada uno de ellos. Esto ha permitido realizar un estudio comparativo entre los mismos, que se utilizará posteriormente como contraste de la nueva metodología desarrollada en la tesis.
    - *Grupo A:* Métodos en los que el tamaño de la piedra depende únicamente de *un parámetro* que es la *velocidad de la corriente*:
      - Método del U.S. Bureau of Reclamation (1958)
      - Método del U.S. Geological Survey (1981)
      - Método de Isbash (1936)
      - Método de Escameia y May (1992)

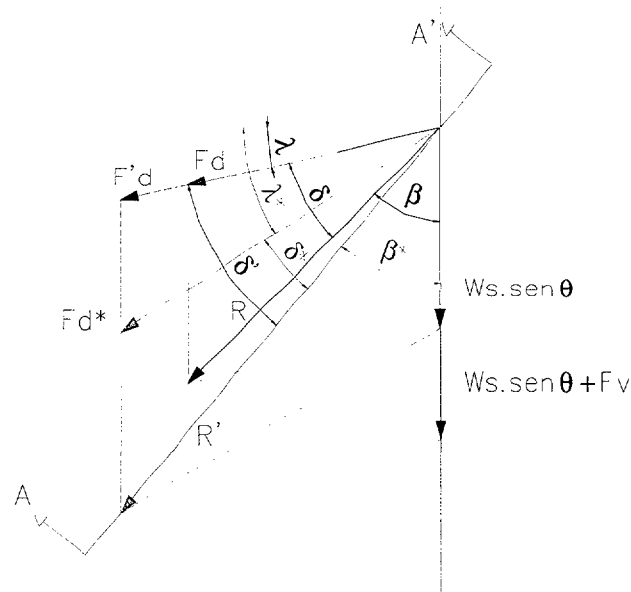
- *Grupo B:* Métodos en los que el tamaño de la piedra depende de *dos parámetros*, la *velocidad de la corriente* y la *inclinación de los taludes* del canal:
  - Método de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) (1975)
  - Método del Departamento de Transportes de California (1970)
- *Grupo C:* Métodos en los que el tamaño de la piedra depende de *tres parámetros*: *velocidad de la corriente*, *inclinación de los taludes* del canal y *calado del flujo*:
  - Método del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers – versión de 1994)
  - Método expuesto en la Hydraulic Engineering Circular nº 11 (HEC-11) (1989)
  - Método de Pilarczyk (1990)
  - Método de Simons y Senturk (1977)

Para la realización de los cálculos se ha tomado un canal teórico de forma trapezoidal. Los valores de las variables hidráulicas y geométricas consideradas, así como los resultados obtenidos por aplicación de cada uno de los métodos y la representación gráfica de los mismos, se incluyen en el *Anexo nº1* de la presente tesis.

4. De los resultados obtenidos por aplicación de estos métodos, de acuerdo a los grupos establecidos, se pueden extraer las siguientes conclusiones y observaciones:
  - Los métodos que utilizan solamente un parámetro, - velocidad de la corriente-, en la realización de los cálculos, dan resultados muy dispares.
  - Los métodos incluidos en el Grupo B, que usan como parámetros de cálculo la velocidad y el talud, ofrecen resultados parecidos entre sí, prácticamente iguales en el caso de velocidades bajas y con una variación máxima del 35 % para velocidades altas.
  - Los métodos que ofrecen resultados más fiables y muy similares entre sí son los que utilizan el mayor número de parámetros en su formulación, U.S. Army Corps of Engineers (1994), Simons y Senturk (1977) y HEC-11 (1989). Estos permiten además la inclusión del coeficiente de seguridad en el cálculo.
  - De todos los métodos analizados, únicamente el desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers, en su versión de 1994, considera el efecto de la curvatura en planta del cauce sobre el tamaño de la piedra

C) Conclusiones obtenidas del desarrollo de la nueva metodología::

1. La realización de un análisis riguroso de las fuerzas que actúan sobre una piedra que forma parte de una protección de escollera dispuesta sobre el talud exterior de un tramo curvo de un canal permite la obtención del siguiente esquema:



en el cuál:

$F_d$ : Fuerza de arrastre sobre una partícula que forma parte de una protección situada en un tramo recto con las mismas características

$F'_d$ : Fuerza de arrastre modificada por el incremento de velocidad que tiene lugar en la curva

$F_v$ : Fuerza debida a los movimientos secundarios que se originan en la curva

$\lambda$ : Ángulo que forma la dirección del flujo con la horizontal

$F_{d^*}$ : Fuerza de arrastre modificada por el efecto del incremento de la velocidad y de la presencia de movimientos secundarios que tienen lugar en la curva

$\lambda^*$ : Ángulo modificado por efecto de la curva

A partir de este esquema se ha desarrollado una metodología original para el cálculo del tamaño de la piedra para protecciones de escollera dispuestas sobre el talud exterior de una curva, que propone la modificación de la fuerza de arrastre por el efecto de la curvatura en planta del canal. Esta modificación es debida, por una parte,

al incremento de la velocidad de la corriente por efecto de la curva ( $F'_d = K_1 F_d$ ) y por otra a la existencia de movimientos secundarios ligados a la misma ( $F_v = K_2 F_d$ ).

Según la metodología desarrollada, el significado físico que tendría la presencia de una curva y los movimientos secundarios inherentes a la misma podría asimilarse, en definitiva, a un incremento en la magnitud de la fuerza de arrastre,  $F_d$ , sobre la partícula y del ángulo que forma dicha fuerza con la horizontal,  $\lambda$ , sobre los valores que se obtendrían en el caso de una partícula incluida en una protección de escollera dispuesta sobre un tramo recto de un canal con las mismas características hidráulicas y geométricas.

Las fórmulas resultantes son:

$$SF = \frac{\cos \theta \cdot \operatorname{tg} \phi}{\eta' \cdot \operatorname{tg} \phi + \operatorname{sen} \theta \cos \beta^*}$$

$$\lambda^* = \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{F_v}{F_d'} \sec \lambda + \operatorname{tg} \lambda \right)$$

$$\beta^* = \operatorname{tg}^{-1} \left[ \frac{\cos \lambda^*}{\frac{2 \operatorname{sen} \theta}{\eta \operatorname{tg} \phi} + \operatorname{sen} \lambda^*} \right]$$

$$F_d' = K_1 \cdot F_d$$

$$F_v = K_2 \cdot F_d$$

2. Con el fin de facilitar la aplicación del nuevo método, poniendo de manifiesto la influencia de la curvatura en el tamaño de la piedra, se han realizado una serie de cálculos asignando diferentes valores a los coeficientes  $K_1$  y  $K_2$  en función del grado de curvatura en planta del cauce. Para ello se ha partido del mismo canal teórico, de forma trapezoidal, empleado para la comparación de los diversos métodos de cálculo del tamaño de escollera en cauces de planta recta, adoptándose en este caso los siguientes valores para las variables que intervienen en los cálculos:

- *Talud (H/V)* : 1,50/1, 2,00/1, 2,50/1 y 3,00/1

- *Coefficiente de Seguridad (SF)*:

1,10 para talud 1,50/1

1,20 para el resto de taludes

- *Velocidad media en el canal ( $V_m$ ):*  
Valores comprendidos entre 0,50 y 4,00 m/sg, cumpliendo las condiciones siguientes:
  - Régimen lento (  $F < 1$  )
  - Tamaño de roca  $D_{50}$  calculado, inferior a 1,10 m, para que resulte operativa la colocación de la misma
  
- *Calado medio en el canal (  $d$  )*
  - Valor mínimo:  $d = 1,00$  m
  - Valor máximo:  $d = 4,00$  m
  
- *Coefficiente de incremento de velocidad principal ( $K_1$  )*
  - $K_1 = 1,10, 1,20, 1,30$  y  $1,40$
  
- *Coefficiente de velocidad por corrientes secundarias ( $K_2$ )*
  - Para  $K_1 = 1,10$      $K_2 = 0,05 - 0,10 - 0,15$
  - Para  $K_1 = 1,20$      $K_2 = 0,15 - 0,20 - 0,25$
  - Para  $K_1 = 1,30$      $K_2 = 0,25 - 0,30 - 0,35$
  - Para  $K_1 = 1,40$      $K_2 = 0,35 - 0,40 - 0,45$

A continuación se incluye una tabla y un gráfico con los resultados obtenidos para el caso de un talud 2,50 / 1 y un coeficiente de seguridad de 1,20.



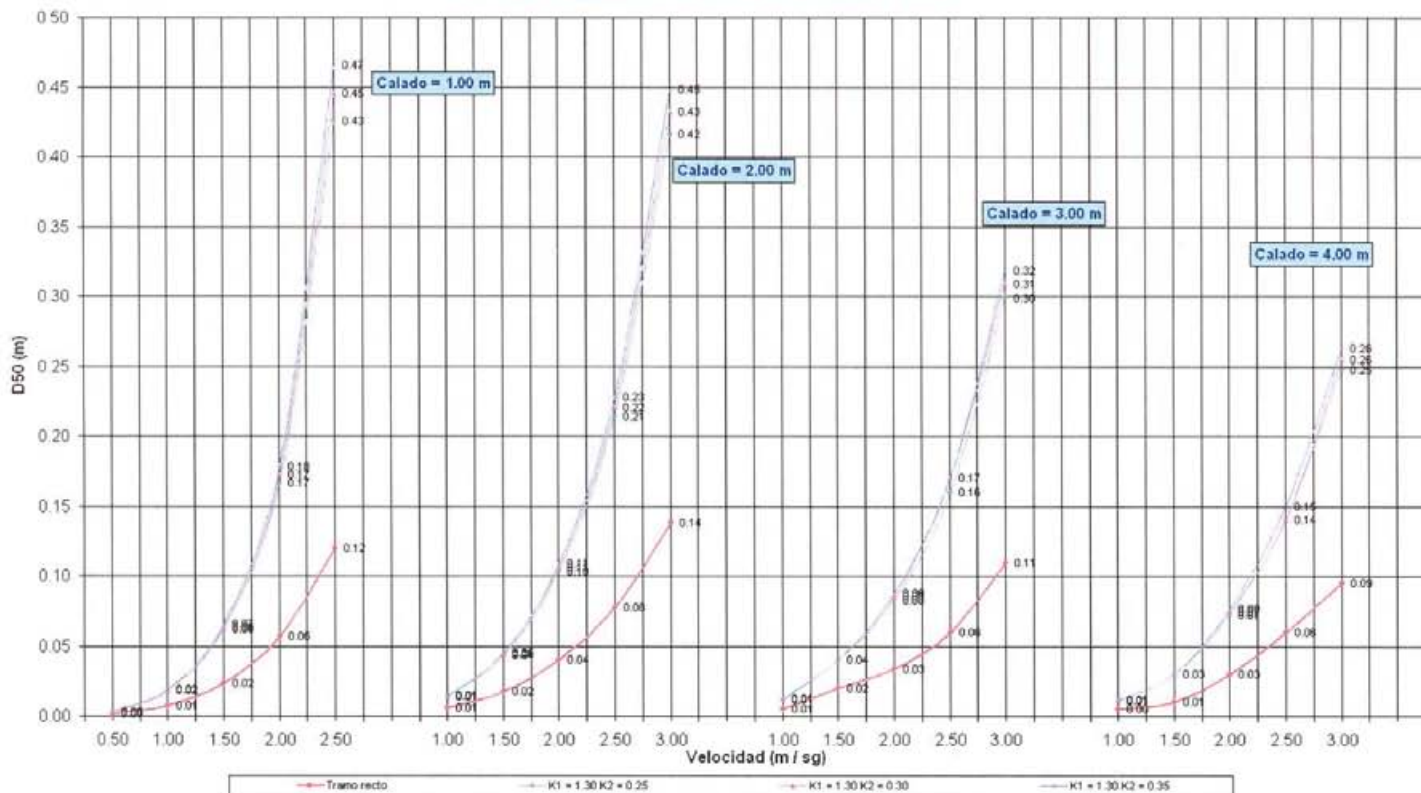
TAMAÑO DE ROCA : 050 (m)  
 TALUD : 2.50 / 1  
 FACTOR DE SEGURIDAD: 1.20

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	Tramo Recto (°)	K1 = 1.10			K1 = 1.20			K1 = 1.30			K1 = 1.40		
			K2 = 0.05	K2 = 0.10	K2 = 0.15	K2 = 0.15	K2 = 0.20	K2 = 0.25	K2 = 0.25	K2 = 0.30	K2 = 0.35	K2 = 0.35	K2 = 0.40	K2 = 0.45
1.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
	1.50	0.02	0.03	0.03	0.04	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.09	0.09
	2.00	0.06	0.08	0.08	0.09	0.12	0.12	0.13	0.17	0.17	0.18	0.21	0.21	0.25
	2.50	0.12	0.18	0.19	0.20	0.27	0.29	0.38	0.43	0.45	0.47	0.55	0.73	0.77
2.00	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02
	1.50	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	0.06
	2.00	0.04	0.05	0.06	0.06	0.08	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11	0.14	0.14	0.14
	2.50	0.08	0.11	0.11	0.12	0.15	0.15	0.17	0.21	0.22	0.23	0.29	0.30	0.31
	3.00	0.14	0.20	0.21	0.21	0.25	0.30	0.31	0.42	0.43	0.45	0.60	0.62	0.64
3.00	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02
	1.50	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05
	2.00	0.03	0.05	0.05	0.05	0.06	0.06	0.07	0.08	0.09	0.09	0.11	0.11	0.11
	2.50	0.06	0.09	0.09	0.09	0.12	0.13	0.13	0.16	0.17	0.17	0.22	0.22	0.23
	3.00	0.11	0.15	0.16	0.16	0.22	0.22	0.23	0.30	0.31	0.32	0.41	0.42	0.43
4.00	1.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	1.50	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04
	2.00	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	0.07	0.07	0.08	0.09	0.10	0.10
	2.50	0.06	0.08	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11	0.14	0.14	0.15	0.18	0.19	0.19
	3.00	0.09	0.13	0.14	0.14	0.18	0.19	0.19	0.25	0.26	0.26	0.33	0.34	0.35

(°) K1 = 1.00 K2 = 0.00

INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN EL TAMAÑO DE LA PIEDRA PARA DIFERENTES VELOCIDADES DEL FLUJO  
 MÉTODO DESARROLLADO EN LA TESIS

SF = 1.20 TALUD 2.50 / 1 K1 = 1.30 K2 = 0.25 - 0.30 - 0.35



### 8.3.- Metodología propuesta y aportación original

- A) El dimensionamiento de una protección de escollera a colocar en el talud exterior de un tramo de cauce con curvatura en planta requiere, además de la definición de la sección y de la pendiente, la determinación del valor de la velocidad principal y secundaria en la curva. Estos valores de la velocidad se pueden obtener bien por medición "in situ", con ayuda de la instrumentación adecuada (molinetes, ADCP, etc.), o bien disponiendo de un modelo hidrodinámico adecuado que permita la obtención de los mismos.
- B) Una vez obtenidos éstos, por uno de los métodos mencionados, se procede a calcular el valor de los siguientes coeficientes:

$K_1 = \frac{V_c}{V_r}$ , Coeficiente que cuantifica el incremento de la velocidad principal de una corriente debido a la existencia de una curva

$K_2 = \frac{V_s}{V_c}$  Coeficiente que cuantifica la presencia de una velocidad debida a la circulación secundaria que tiene lugar en los tramos de cauce con curvatura en planta

siendo:

$V_c$ : Velocidad máxima de la corriente en el tramo curvo

$V_r$ : Velocidad media de la corriente en el tramo recto

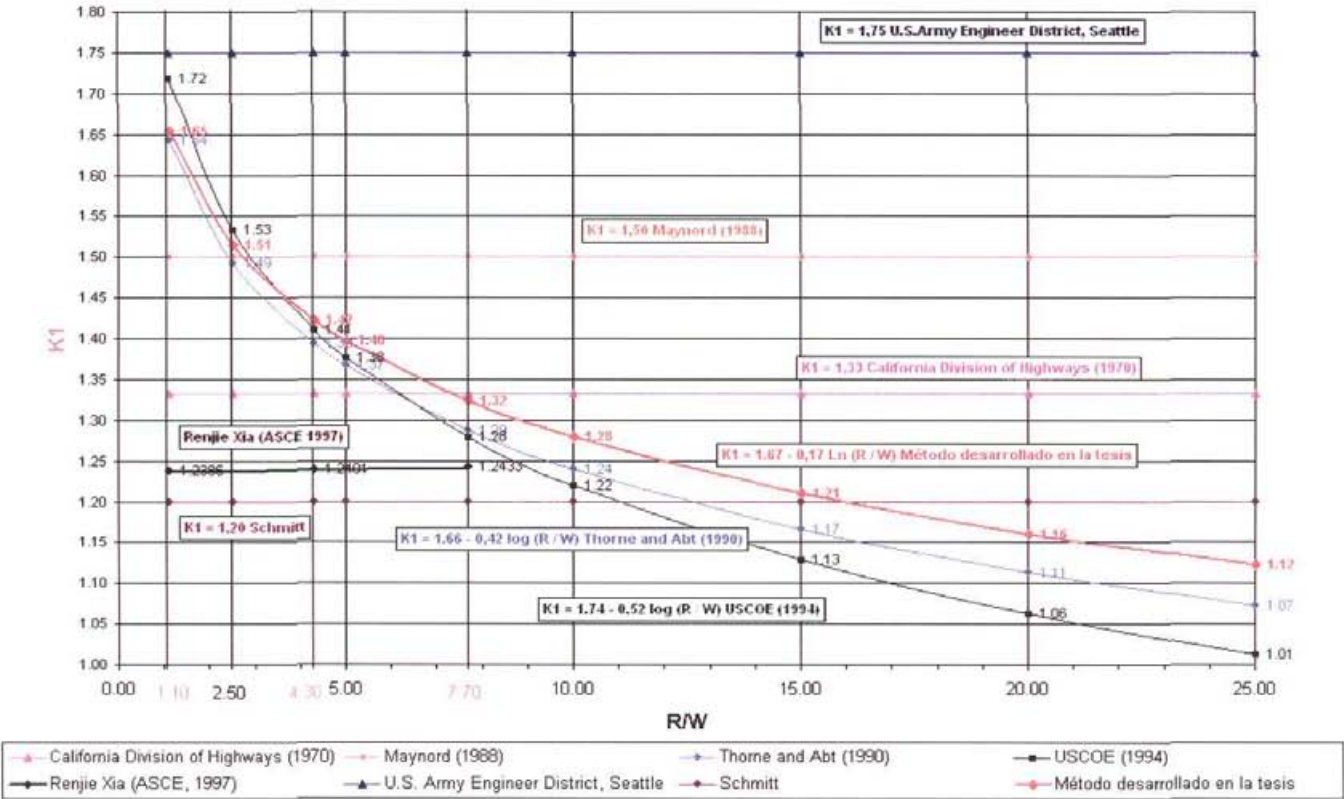
$V_s$ : Velocidad asociada a la circulación secundaria en el tramo curvo

- C) En el caso de que la obtención de los parámetros hidráulicos mencionados en el apartado A) no resulte posible por ninguno de los procedimientos especificados, el método propone la adopción de unos valores teóricos para los coeficientes  $K_1$  y  $K_2$ . Estos valores son función de un parámetro geométrico fácilmente cuantificable, la relación entre el radio de curvatura y la anchura de la lámina de agua en el tramo ( $R/W$ ), y han sido obtenidos por comparación con estudios realizados por diversos autores acerca de la relación entre velocidades máximas y medias de la corriente en tramos curvos.

El valor del coeficiente  $K_1$  se puede obtener a partir de la curva de regresión logarítmica que se incluye a continuación, la cuál se compara además con las curvas obtenidas por diversos autores.

CORRELACIÓN ENTRE LOS PARÁMETROS R/W Y K1

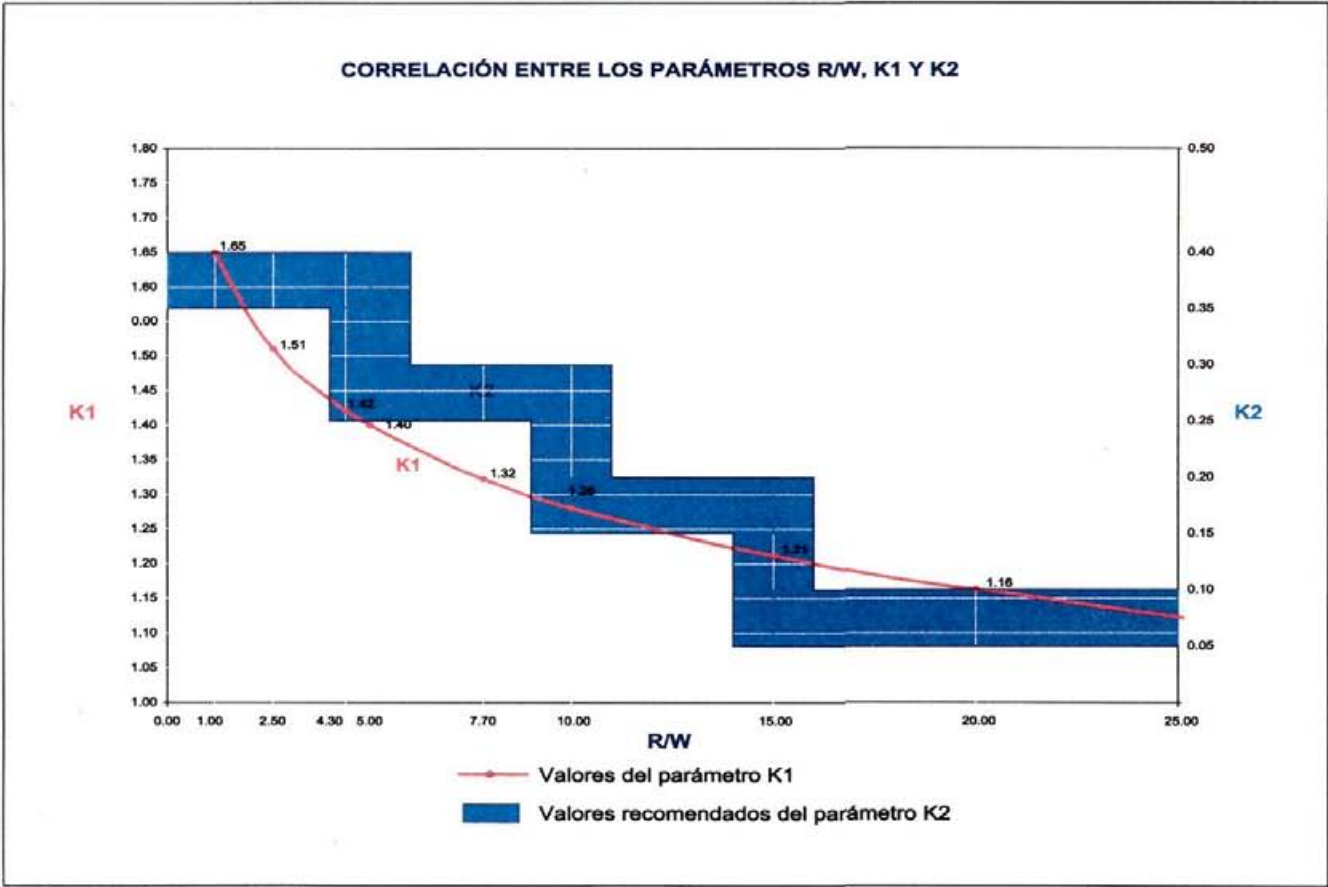
Comparación entre estudios realizados por varios autores y el método desarrollado en la tesis



En cuanto al valor del coeficiente  $K_2$ , no se ha podido obtener en este caso ninguna referencia en la bibliografía especializada para haber podido realizar una correlación similar a la realizada en el caso del coeficiente  $K_1$ . Teniendo en cuenta además que el valor de este parámetro, al representar la relación entre la velocidad media de la corriente en un tramo recto y la velocidad secundaria en un tramo curvo, depende mucho de la forma de la sección del cauce, resulta muy difícil realizar una cuantificación del mismo en función únicamente del radio de curvatura y de la anchura de la lámina de agua. Por ello, y tomando como base los adoptados en la realización de los cálculos, se han establecido unos rangos de valores para el coeficiente  $K_2$ , recomendados a efectos de dimensionamiento de protecciones de escollera, que son función del valor del coeficiente  $K_1$  y de la relación entre el radio de curvatura y la anchura de la lámina de agua ( $R/W$ ). Estos valores se exponen en la tabla y el gráfico incluidos a continuación.

**Correlación entre los parámetros R/W, K1 y K2**

R / W	K1	K2 recomendado	
		Valor inferior	Valor superior
2.50	1.51	0.35	0.40
5.00	1.40	0.35	0.40
10.00	1.28	0.25	0.30
15.00	1.21	0.15	0.20
20.00	1.16	0.05	0.10
25.00	1.12	0.05	0.10



D) Obtención del diámetro medio de la escollera ( $D_{50}$ ) mediante la utilización de las fórmulas propuestas en la presente tesis

$$SF = \frac{\cos \theta \cdot \operatorname{tg} \phi}{\eta' \cdot \operatorname{tg} \phi + \operatorname{sen} \theta \cos \beta^*}$$

$$\lambda^* = \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{F_V}{F_d'} \sec \lambda + \operatorname{tg} \lambda \right)$$

$$\beta^* = \operatorname{tg}^{-1} \left[ \frac{\cos \lambda^*}{\frac{2 \operatorname{sen} \theta}{\eta \operatorname{tg} \phi} + \operatorname{sen} \lambda^*} \right]$$

$$F_d' = K_1 \cdot F_d$$

$$F_V = K_2 \cdot F_d$$

También se puede proceder a la aplicación directa de las tablas y/o gráficos incluidos en el capítulo 7, los cuáles permiten la obtención del tamaño de la piedra en función de las características hidráulicas y geométricas del tramo a proteger.

## 8.4.- Recomendaciones y líneas de investigación futuras

La importancia de disponer de las herramientas y los métodos adecuados para la realización de un correcto dimensionamiento de las obras de protección en cauces, así como el avance en el conocimiento tanto de las variables que intervienen en el tema como de nuevas técnicas y materiales a utilizar en la ejecución de las mismas, hacen pensar en la necesidad de continuar en el futuro con esta línea de investigación, que a nuestro entender debería estar dirigida hacia los siguientes ámbitos ó líneas de trabajo:

1. Análisis de la variación de la velocidad en tramos curvos de cauces en regímenes naturales, mediante modelos del tipo Telemac o similares que sean capaces de realizar una integración directa de las ecuaciones de Navier-Stokes en tres dimensiones.
2. Planteamiento y realización de estudios experimentales destinados a la cuantificación de la velocidad y los efectos de las corrientes secundarias debidas no solamente a la curvatura de la sección sino también las que se producen por efecto de la forma de la misma.
3. Análisis de la influencia de la vegetación, debida al efecto de trabazón entre los bloques de piedra, sobre la estabilidad de una protección de escollera colocada en un talud, tratando de cuantificar, por ejemplo, el incremento del coeficiente de seguridad manteniendo el mismo tamaño de roca ó la disminución del tamaño de roca para el mismo valor del coeficiente de seguridad.  
Dentro de esta misma línea se podría abordar el estudio de la influencia de la antigüedad de una protección de escollera sobre la resistencia de la misma, relacionado con el establecimiento de vegetación entre sus bloques y con la colocación y compactación de éstos.
4. Estudio e investigación de posibles obras de protección de taludes de tipo mixto, mediante la utilización conjunta de escollera y vegetación, estableciendo medidas que favorezcan el aumento de la presencia de ésta última como contribución a la consolidación del margen.
5. Contraste de la formulación propuesta en esta tesis con una serie de casos reales de protecciones existentes, en los que se tenga un buen conocimiento tanto de las características hidráulicas del cauce ó cauces dónde estén dispuestas, cómo de su comportamiento histórico y de los parámetros de cálculo utilizados en su dimensionamiento.

## **BIBLIOGRAFÍA**

- (1) **Abdus Samad, Md.** *Analysis of Riprap for Channel Stabilization*. Dissertation submitted to the Civil Engineering Department, Colorado State University, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- (2) **Abt, S.R., Ruff, J.F., Wittler, R.J., and LaGrone, D.L.** *Gradation and Layer Thickness Effects on Riprap*. Hydraulic Engineering Proc. Nat. Conf. of Hydraulic Eng., ASCE, R.M. Ragan, ed., 564-569; 1987.
- (3) **Abt et al.** *Development of Riprap Design Criteria by Riprap Testing in Flumes: Phase I; Vol 1*, NUREG/CR-4651, ORNL/TM-10100/V1, prepared for US Nuclear Regulatory Commission, Washington, D.C., 1987.
- (4) **Abt et al.** *Development of Riprap Design Criteria by Riprap Testing in Flumes: Phase II; Followup Investigations*. Vol 2, NUREG/CR-4651, ORNL/TM-10100/V2, prepared for US Nuclear Regulatory Commission, Washington, D.C., 1988.
- (5) **Abt, S.R., Ruff, J.F., and Wittler, R.J.** *Estimating Flow Through Riprap*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 117, N° 5; May 1991.
- (6) **Abt, S.R., and Terry, L.J.** *Riprap Design for Overtopping Flow*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 117, N° 8; August 1991.
- (7) **Abt, S.R., Hamilton, G.B, Watson, C.C, and Smith, J.** *Riprap Sizing for Modified ARS-Type Basin*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 120, N° 2, February 1994.
- (8) **Aguirre-Pe, J.** *Hidráulica de Canales*. Mérida: CIDIAT, 1980.
- (9) **Aguirre-Pe, J., and Fuentes, R.** *Resistance to Flow in Steep Rough Streams*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 116(11), 1374-1387; 1990.
- (10) **Aguirre-Pe, J., Fuentes, R., and Olivero, M.L.** *Discussion of Paper Flow Resistance of Riprap (S.T. Maynard)*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE; 1991.
- (11) **Aguirre-Pe, J., Fuentes, R.** *Stability and Weak Motion of Riprap at a Channel Bed*. River, Coastal and Shoreline Protection: Erosion Control Using Riprap and Armourstone, John Wiley & Sons Ltd., 1995.
- (12) **Albertson, M. L., J. R. Barton, y D. B. Simons.** *Fluid Mechanics for Engineers*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, Inc., 1960.



- 
- (13) **Al-Shaik, H.K.** *Flow Dynamics in Trapezoidal Open Channel Bends*. Ph. D. Dissertation, Colorado State University, Fort Collins, Colorado; 1964.
- (14) **Alvarado, L.** *Uso de Enrocados en Ohrs Hidráulicas*. Estudios en honor de Francisco Javier Dominguez. Anales de la Universidad de Chile, Quinta Serie, N° 8, pp 319-348; 1985.
- (15) **American Association of State Highway Officials.** *Hydraulic Analysis and Design of Open Channels*. Highway Drainage Guidelines, Volume VI, 1982.
- (16) **Anderson, A.G., Paintal, A.J. and Davenport, J.T.** *Tentative Design Procedure for Riprap Lined Channels*. Project Report n° 96. St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory University of Minnesota, Minneapolis, Minnesota, 1968.
- (17) **Anderson, A.G., Paintal, A.J. and Davenport, J.T.** *Tentative Design Procedure for Riprap Lined Channels*. National Cooperative Highway Research Program Report 108, University of Minnesota, Minneapolis, Minnesota, 1970.
- (18) **Anderson, A.G.** *Tentative Design Procedure for Riprap Lined Channels: Field Evaluation*. Project Report N° 146. Prepared for Highway Research Board, 1973.
- (19) **Apmann, R.P.** *Flow Processes in Open Channel Bends*. Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, Vol 98, HY5, Proceedings Paper 8886, pp 795-810. May, 1972.
- (20) **Arcement, G.J. and Schneider, V.R.** *Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains*. FHWA-TS-84-204, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., April, 1984.
- (21) **American Association of State Highway Officials.** *Hydraulic Analysis and Design of open Channels*. Highway Drainage Guidelines, Volume VI; 1982.
- (22) **American Society of Civil Engineers (ASCE).** *Review of Slope Protection Methods*. Proceedings, Vol 74, p. 845-866, 1948.
- (23) **American Society of Civil Engineers (ASCE).** *Hydraulic Models*. Asce-Manuals of Engineering Practice No 25. ASCE. New York, 1963.
- (24) **American Society of Civil Engineers (ASCE). Task Committee on Channel Stabilization Works.** *Channel Stabilization on Alluvial Rivers*. Presented at the ASCE Transportation Engineering Conference, Cincinnati, Ohio, February 1964.

- 
- (25) **Ashida, K., and Bayazit, M.** *Initiation of Motion and Roughness of Flows in Steep Channels*. Proceedings, 15 th Congress of the International Association on Hydraulic Research, 1, 475-484. 1973.
- (26) **Bakker, K.J., Verheij, H.J., and De Groot, M.B.** *Design Relationship for Filters in Bed Protection*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 120, N° 9; September 1994.
- (27) **Barnes H. H. Jr.**, *Roughness Characteristics of Natural Channels*. U.S. Geological Survey Water. Supply Paper n° 1849, 1967.
- (28) **Barnes, R.C., Jr.** *Stream Bank Erosion*. Soil Conservation, Vol 33, N° 6, Jan 1963.
- (29) **Barr, D.I., and Herberston, J.G.** *Discussion of Sediment Transportation Mechanics: Initiation of Motion*. Task Committee on Preparation of Sedimentation Manual, Journal of the hydraulic Division, American Society of Civil Engineers, 92 (HY6), 248-251. 1966.
- (30) **Bathurst, J.C.** *Distribution of Boundary Shear Stress in Rivers*. Proc. 10<sup>th</sup> Annual Geomorphology Symp. Ed. D.D. Rhodes and G.P. Williams, Binghampton, New York, September, 1979.
- (31) **Bathurst, J.C.** *Theoretical Aspects of Flow Resistance*. Gravel-Bed Rivers, John Wiley & Sons, New York, New York; 1982.
- (32) **Bathurst, J.C., Thorne, C.R., and Hey, R.D.** *Secondary Flow and Shear Stress at River Bends*. Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, Volume 105, N° HY 10, October 1979.
- (33) **Bathurst, J.C., Li, R.M., and Simons, D.B.** *Resistance Equation for Large-Scale Roughness*. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 107. N° HY12, Proc. Paper 14239, December 1981.
- (34) **Bathurst, J.C., Graf, W.H., and Cao, H.H.** *Initiation of Sediment Transport in Steep Channels with Coarse Bed Material*. Proceedings of Euromech 156: Colloquium on Mechanics of Sediment Transport, Istanbul, 207-213. 1982.
- (35) **Bayazit, M.** *Free Surface Flow in a Channel of Large Relative Roughness*. Journal of hydraulic Research, International Association on Hydraulic Research, 14 (2), 115-126. 1976.

- (36) **Bayazit, M.** *Flow Structure and Sediment Transport Mechanics in Steep Channels*. Proceedings of Euromech 156: Colloquium on Mechanics of Sediment Transport, Istanbul, 197-206. 1982.
- (37) **Bernard, Robert S.** *STREMR; Numerical Model for Depth-Averaged Incompressible Flow*. Technical Report REMR-HY-11, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS., 1993.
- (38) **Bettes, R.** *Initiation of Sediment Transport in Gravel Streams*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Technical Note 407, Part 2, 77.
- (39) **Bezuijen, A., Klein Breteler, M., and Bakker, K.J.** *Design Criteria for Placed Block Revetments and Granular Filters*. Proc.-II, Int. Conf. on Coast and Port Engrg. in Developing Countries, Beijing, China; 1987.
- (40) **Bhowmik, N.G.** *The Mechanics of Flow and Stability of Alluvial Channels Formed in Coarse Materials*. Thesis presented to Colorado State University, Fort Collins, Colorado, 1968.
- (41) **Bhowmik, N.G., and Schicht, R.J.** *Bank Erosion of the Illinois River*. Rep. Of Investigation 92, Illinois State Water Survey, Champaign III; 1980.
- (42) **Blench, T.** *Discussion of Sediment Transportation Mechanics: Initiation of Motion*. Task Committee on Preparation of Sedimentation Manual, Journal of the hydraulic Division, American Society of Civil Engineers, 92 (HY5), 287-288. 1966.
- (43) **Blinco, P.B., and Simons, D.B.** *Characteristics of Turbulent Shear Stress*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 100, N° EM2, April 1974.
- (44) **Blinco, P.B., and Simons, D.B.** *Turbulent Structure Near Smooth Boundary*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 101, N° EM3, June 1975.
- (45) **Blodgett, J. C.** *Rock Riprap Design for Protection of Stream Channels Near Highway Structures: Volume 1-Hydraulic Characteristics of Open Channels*. U. S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 86-4127, 1986.
- (46) **Blodgett, J. C., Mc Conaughy, C.E.** *Rock Riprap Design for Protection of Stream Channels Near Highway Structures: Volume 2-Evaluation of Riprap Design Practices*. U. S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 86-4128, Prepared in cooperation with the Federal Highway Administration, 1986.

- 
- (47) **Bogardi, J.L.** *Incipient Sediment Motion in Terms of Critical Mean Velocity*. Acta Technica Academiae Scientiarum Hungaricae, Budapest, 62 (1-2), 1-24. 1968.
- (48) **Bogardi, J.L.** *Sediment Transport in Alluvial Streams*. Akademiai Kiado, Budapest. 1978.
- (49) **Breteler, M.K., Pilarczyk, K.W., and Smith, G.M.** *Geotextiles in Bed and Bank Protection Structures*. Publication N° 488, Delft Hydraulics, Netherlands, Feb 1995.
- (50) **Breusers, H.N.C., and Raudkivi, A.J.** *Scouring. Hydraulic Structures Design Manual*. IAHR, Balkema, Rotterdam, 1991.
- (51) **Brice, J.C.** *Stability of Relocated Stream Channels*. Federal Highway Administration. Report FHWA-80-158, 1982.
- (52) **Brice, J.C.** *Factors in Stability of Relocated Channels*. J. of Hydraulics div. ASCE vol. 109 HY10, Oct., 1983.
- (53) **Brice, J.C.** *Assessments of Channel Stability at Bridge Sites*. Transportation Research Record, Vol 2, N° 950, Washington, D.C., 1984.
- (54) **Brookes, A.** *Channelized Rivers*. Ed. John Wiley and Sons; 1988.
- (55) **Brown, S.A.** *Streambank Stabilization Measured for Highway Engineers*. Federal Highway Administration Report N° FHWA/RD-84/100, July 1985.
- (56) **Brown, S.A.** *Calibration of a Riprap Design Method*. Summary Report, Sutron Corporation Report n° SCR87-0001, Federal Highway Administration Open File Report, Washington, D.C., 1987.
- (57) **Brown, S.A., and Clyde, E.S.** *Design of Riprap Revetments*. Hydraulic Engineering Circular N° 11, FHWA-IP-89-016. Prepared for the Federal Highway Administration, Washington, D.C., 1989.
- (58) **Bumm, H. et al.** *New Materials and New Methods for Protecting the Banks and Bottoms of Canals, Rivers and Ports; Their Cost and Respective Advantages*. Translation N° 73-4. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss. March 1973.
- (59) **Bureau of Soil Mechanics. Department of Transportation, State of New York.** *Bank and Channel Protective Lining Design Procedure*. Soils Design Procedure SPD-2, Albany, N.Y., August 1971.

- 
- (60) **Burgi, P.H.** *Control Works to Stabilize and Channelize Rivers in the Western United States.* Jornadas sobre Encauzamientos Fluviales. Cedex. Madrid. Noviembre 1995.
- (61) **Burgi, P.H., and Karaki, S.** *Seepage Effect on Channel Bank Stability.* Journal, Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers, Vol 97, N° IR1, Mar 1971.
- (62) **California Department of Public Works, Division of Highways.** *Bank and Shore Protection in California Highway Practice*, 1970.
- (63) **California Department of Transportation, Sacramento.** *California Bank and Shore Rock Slope Protection Design: Practitioner's Guide and Field Evaluations of Riprap Methods*, June 1996.
- (64) **Calonge Ciriano, L.** *Obras de Encauzamiento: Tipología y Tendencias Actuales.* Curso de Avenidas: Cálculo, Laminación y Previsión. Universidad Politécnica de Barcelona, Mayo 1984.
- (65) **Calow, P. y Petts, G. E. (eds.).** *The rivers handbook.* Vol. I y II, Blackwell Scientific Publication, Oxford, 1992 y 1994.
- (66) **Campbell, F.B.** *Hydraulic Design of Rock Riprap.* Miscellaneous Paper N° 2-777. U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1966.
- (67) **Carmany, R.M.** *Development of Formulas to Determine Stone Size for Protection of Highway Embankments.* California Division of Highways, 42nd Annual Meeting of Highway Research Board, 1963.
- (68) **Carter, A.C., Carlson, E.J. and Lane, E.W.** *Critical Tractive Forces on Channel Side Slopes in Coarse, Non-Cohesive Material.* Hydraulic Laboratory Report n° HYD-366, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, CO., 1953.
- (69) **Castle, G.H.** *Attack Velocities Against Banks at River Bends.* Office Memorandum, U.S. Army Engineer District, Sacramento, California; 1956.
- (70) **CIRIA.** *Design of Riprap Slope Protection Against Wind Wave Attack.* D.M. Thompson and R.M. Shuttler. Construction Industry Research and Information Association, Report 116, 1976.
- (71) **Codell, R.B.** *Hydrologic Design for Riprap on Embankment Slopes.* NUREG 1263, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, D.C.; 1988.

- (72) **Codell, R.B., Abt, S.R., Johnson, T., and Ruff, J.** *Estimation of Flow Through and Over Armored Slopes*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 116, N° 10, October 1990.
- (73) **CUR.** *Manual on the Use of Rock in Hydraulic Engineering*. Report 169. ISBN 90 5410 6050. Bakelma, Rotterdam, 1995.
- (74) **Chang, Howard H.** *Fluvial Processes in River Engineering*. San Diego State University. John Wiley and Sons. New York, 1988.
- (75) **Chang, Howard H.** *Hydraulic Design of Erodible Bed Channels*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 116, N° 1; January 1990.
- (76) **Chen, Y.H. and Cotton, G.K.** *Design of Roadside Channel with Flexible Linings*. Hydraulic Engineering Circular n° 15, Prepared for the Federal Highway Administration, Washington, D.C., 1987.
- (77) **Cheng, D.H.** *Incipient motion of large roughness elements in turbulent open channel flow*. Dissertation, Utah State University, 1969.
- (78) **Chiew, Y.M.** *Mechanics of Riprap Failure at Bridge Piers*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 121, N° 9, September 1995.
- (79) **Chow, V. T.** *Open Channel Hydraulics*. New York: McGraw-Hill Book Co., 1959.
- (80) **Christensen, B.A.** *Incipient Motion on Cohesionless Channel Banks*. In Sedimentation, Shen, H.W. (ed.). Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, pp. 1-17; 1972.
- (81) **Christian, H.E.** *Channel Stabilization and Bank Protection*. Summer Short Course for River Systems Planning and Environmental Aspects. University of Nebraska, Lincoln, Nebraska, 1972.
- (82) **Christopher, Barry R. and Holtz, Roberto D.** *Geotextile Engineering Manual*. Prepared for the Federal Highway Administration, National Highway Institute, Washington, D.C., March, 1985.
- (83) **Daido, A.** *Incipient Motion and Bed Load of Sediment in Steep Channel*. International Association for Hydraulic Research, 19(3), 211-229. 1983.
- (84) **Darby, S. E. and Colin, T.R.** *Development and Testing of Riverbank Stability Analysis*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 122, N° 8; August 1996.

- (85) **Davis, C. V., Sorenson, Kenneth E.** *Handbook of Applied Hydraulics*. (Third Ed.) New York: McGraw-Hill Book Co., 1969.
- (86) **Davis, F.J. et al.** *Riprap Slope Protection for Earth Dams: A Review of Practices and Procedures*. Report REC-ERC-73-4, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1973.
- (87) **De Graauw, A., Van der Meulen, T., and Does de Bye, M.** *Design Criteria for Granular Filters*. Delft Hydraulics, 287; January, 1983.
- (88) **De Coursey, D.G.** *Stream Channel Stability, Comprehensive Report*. Prepared for the U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg District, Vicksburg, Miss., 1981.
- (89) **Demissie, M., Soong, T.W., Bhowmik, N.G., Fitzpatrick, W.P., and Maxwell, W.H.** *Secondary Circulation in Natural Streams*. Res. Rep. 200, Water Resour. Ctr., Univ. Of Illinois, Urbana, Ill; 1986.
- (90) **Diputación Foral de Alava.** *Canalización y dragado de cauces*. Departamento de Ingeniería Forestal. E.T.S.I. Montes. Universidad Politécnica de Madrid.
- (91) **Dorer, H., and Gehrig, W.** *Determination of Critical Shear Stress in a Natural River*. Proceedings, Sixteenth Congress of the International Association for Hydraulic Research, Sao Paulo, Brazil, Vol 2, 1975.
- (92) **Doubt, P.D.** *Design of Stable Channels in Erodible Materials*. Proceedings, Federal Inter-Agency Sedimentation Conference, Jackson, Miss., 1963.
- (93) **Dunn, I.S.** *Tractive Resistance of Cohesive Channels*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, N° SM3, Proc. Paper 2062, pp. 1-24; June 1959.
- (94) **Einstein, H.A.** *Formulas for the Transportation of Bed-Load*. Trans. ASCE, 1942.
- (95) **Einstein, H.A.** *On Secondary Currents and Sedimentation Motion*. Chapter 18 in *River Mechanics*, Edited and Published by H.W. Shen, 1971.
- (96) **Einstein, H. A., and Barbarossa, N.** *River Channels Roughness*. Transactions, ASCE, 117, 1121-1146; 1952.
- (97) **Escarameia, M.** *Channel Protection; Gabion Mattresses and Concrete Blocks*. Report SR 427. HR Wallingford, July 1995.

- 
- (98) **Escarameia, M.** *River and Channel Revetments. A Design Manual.* Thomas Telford Publications, London, 1998.
- (99) **Escarameia, M., and May, R.W.P.** *Channel Protection Downstream of Structures.* Report SR 313. HR Wallingford, April 1992.
- (100) **Escarameia, M., May, R.W.P., and Atkins, R.** *Field Measurements of Turbulence in Rivers.* Report SR 424. HR Wallingford, April 1995.
- (101) **Escarameia, M. and May, RWP.** Stability of riprap and concrete blocks in highly turbulent flows. *Proc. Inst. Civil Engrs., Wat. Marit. & Energy*, 1995.
- (102) **Escoffier, Francis F.** *Third Summary of Progress, Riprap Study.* U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss. 1968.
- (103) **Federal Highway Administration, National Highway Institute.** *Highways in the River Environment and Environmental Design Considerations.* Training and Design Manual, 1974.
- (104) **Federal Highway Administration.** *Geotextile Engineering Manual.* Course Text. 1985.
- (105) **Federal Highway Administration.** *Use of Riprap for Bank Protection.* Hydraulic Engineer Circular N° 11, 1987.
- (106) **Fiuzat, A.A., Chen, Y.H., and Simons, D.B.** *Stability Tests of Riprap in Flood Control Channels.* Report N° CER81-82AAF-YCH-DBS56. Dept. of Civil Engineering, Colorado State University, Fort Collins, CO, October 1982.
- (107) **Fiuzat, A.A., and Richardson, E.V.** *Supplemental Stability Tests of Riprap in Flood Control Channels.* Draft Report. Prepared for U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS. December 1983.
- (108) **Flaxman, E.M.** *Channel Stability in Undisturbed Cohesive Soils.* Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 89 N° HY2, Proc. Paper 3462, pp. 87-96; March 1963.
- (109) **Fortier, S., and Scobey, F.C.** *Permissible canal velocities.* Transactions, ASCE, Vol. 89, 1926.
- (110) **French, R. H.** *Hidráulica de Canales Abiertos.* Méjico: McGraw- Hill, 1988.



- 
- (111) **Fuquay, G.A.** *Bank Erosion on Low-Velocity Streams*. Proceedings, Eight Congress of the International Commission on Irrigation and Drainage, New Delhi, 1972.
- (112) **Galay, V.J., Yaremko, E.K. and Quazi, M.E.** *River Bed Scour and Construction of Stone Riprap Protection*. Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers. Edited by Thorne, Bathurst, and Hey, Wiley, New York, pp 353-383, 1987.
- (113) **Gessler, J.** *The Beginning of Bed Load Movement of Mixture Investigated as Natural Armoring in Channels*. W.M. Keck Laboratory of Hydraulics and Water Resources, California Institute of Technology, Pasadena, California, 1965.
- (114) **Gessler, J.** *Beginning and Ceasing of Sediment Motion*. River Mechanics, edited by H. W. Shen, Chapter 7, Fort Collins, Colorado, 1971.
- (115) **Gibbs, H. J.** *A Study of Erosion and Tractive Force Characteristics in Relation to Soil Mechanics Properties, Earth Research Program*. Soil Engineering Report N° EM-643. U.S. Department of the Interior. Bureau of Reclamation, Denver, CO. 1962.
- (116) **Graf, W.H.** *Hydraulics of Sediment Transport*. McGraw-Hill. New York, 1971
- (117) **Gregory, K.J.** *River Channel Changes*. University of Southampton. John Wiley & Sons, New York, 1977.
- (118) **Griffiths, G.A.** *Flow Resistance in Coarse Gravel Bed Rivers*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 107(7), 899-918; 1981.
- (119) **Grissinger, E.H., Murphey, J.B., and Little, W.C.** *Bank Erosion of Cohesive Materials*. International Workshop of Engineering Problems in the Management of Gravel-Bed Rivers, Newtown, Wales, UK, 1980.
- (120) **Hamilton, G.B.** *Riprap Design Criteria for the ARS-Type Vertical Drop Structure*. MS Thesis, Colorado State University, Fort Collins, Colorado; 1992.
- (121) **Hemphill, R.W., and Bramley, M.E.** *Protection of River and Canal Banks*. CIRIA (Construction Industry Research and Information Association). Butterworths, London. 1989.

- (122) **Henderson, F.M.** *Open Channel Flow*. Macmillan Publishing Co. Inc, New York, 1966.
- (123) **Hoffmans, G.J., and Pilarczyk, K.W.** *Local Scour Downstream of Hydraulic Structures*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 121, N° 4; April 1995.
- (124) **Hughes, W.C., Urbonas, B., and Stevens, M.A.** *Guidelines for the Design of Riprap Channels Linnings*. D.B. Simons Symposium on Erosion and Sedimentation, R.M. Li and P.S. Lagasse, Fort Collins, CO, 4126-4127. 1983.
- (125) **Ippen, A.T. et al.** *The Distribution of Boundary Shear Stresses in Curved Trapezoidal Channels*. MIT Technical Report N° 43, Cambridge, Massachussets, October 1960.
- (126) **Ippen, A.T., and others.** *Stream Dynamics and Boundary Shear Distributions for Curved Trapezoidal Channels*. Massachusetts Institute of Technology, Hydrodynamics Laboratory, Technical Report N° 47, Cambridge, Mass., January 1962.
- (127) **Isbash, S.V.** *Construction of Dams by Dumping Stones in Flowing Water*. Translated by A. Dorijikov, U.S. Army Engineer District, Eastport, Me. 1935.
- (128) **Keown, M.P., Oswalt, N.R., Perry, E.B., and Dardeau, E.A., Jr.** *Literatura Survey and Preliminary Evaluation of Streambank Protection Methods*. Technical Report H-77-9. U.S. Army Engineers Waterway Station, Vicksburg, Miss., 1977.
- (129) **Keulegan, G. H.** *Laws of Turbulent Flow in Open Channel*. U. S. National Bureau of Standards, *Journal*, Vol. 21, Paper 1151, 1938.
- (130) **Klingeman, P.C., Kehe, S.M., and Owusu, Y.A.** *Streambank Erosion Protection and Channel Scour Manipulation Using Rockfill Dikes and Gabions*. Water Resources Res. Inst. Oregon State University, Corvallis, Oregon; 1984.
- (131) **Knight, D.W., Demetrius, J.D., and Hamed, M.E.** *Boundary Shear in Smooth Rectangular Channels*. Journal of the Hydraulic Division, American Society of Civil Engineers, 110(4), 405-422; 1984.
- (132) **Lane, E.W.** *Progress Report on Studies on the Design of Stable Channels*. Hydraulic Laboratory Report N° HYD-352, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, CO. 1953.
- (133) **Lane, E.W.** *Design of stable channels*. Transactions, ASCE, Vol. 120, 1955.

- 
- (134) **Lara Dominguez, A.** *Influencia de la Rugosidad Relativa en el Comienzo de Arrastre de la Escollera en Encauzamientos*. Revista Ingeniería Civil. CEDEX; 1983.
- (135) **Li, R.M., Simons, D.B., Blinco, P.H., and Samad, M.A.** *Probabilistic Approach to Design of Riprap for River Bank Protection*. Symposium on Inland Waterways for Navigation, Flood Control, and Water Diversions, Colorado State University, Fort Collins, Co, 1976
- (136) **Linder, Walter M.** *Stabilization of Stream Beds with Sheet Piling and Rock Sills*. Proceedings Federal Inter-Agency Sedimentation Conference, Jackson, MS. Department of Agriculture, Agriculture Research Service Miscellaneous Publication N° 970, Paper N° 55, pp 470-484. 1963.
- (137) **López García, J.** *Diseño de Protecciones*. Curso de Ingeniería Fluvial. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, Junio 1992.
- (138) **Lutton, R.J., Houston, B.J., and Warriner, J.B.** *Evaluation of Quality and Performance of Stone as Riprap or Armor*. Technical Report GL-81-8. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1981.
- (139) **Marei, Khaled Mohammed, S.A.** *The Stability of Riprap for Bridge Abutments or Embankments*. Thesis Submitted to the Faculty of the Dep. of Civil Engrg. and Engrg. Mechanics. University of Arizona; 1988.
- (140) **Martin Vide, J.P.** *Ingeniería Fluvial*. Ediciones de la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona; Febrero 1997 (Reimpresión Septiembre de 2000)
- (141) **Martín Vide, J.P., Del Agua Razquín, J.** *Erosión Local en Traviesas de Protección de Cauces*. Revista Ingeniería Civil CEDEX; 1995.
- (142) **Maynord, Stephen T.** *Practical Riprap design*. Miscellaneous Paper H-78-7, Hydraulics Laboratory. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss. June, 1978.
- (143) **Maynord, Stephen T.** *Stable Riprap Size for Open Channel Flows*. Dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, Summer, 1987.
- (144) **Maynord, Stephen T.** *Stable Riprap Size for Open Channel Flows*. Technical Report HL-88-4, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS. March, 1988.

- (145) **Maynard, Stephen T.** *Riprap Design*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 115(7), 937-949; 1989.
- (146) **Maynard, Stephen T.** *Flow Resistance of Riprap*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 117, N° 6; June 1991.
- (147) **Maynard, Stephen T.** *Riprap Stability: Studies in Near Prototype Size Laboratory Channel*. Technical Report HL-92-5, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS. 1992.
- (148) **Maynard, Stephen T.** *Flow Impingement, Snake River, Wyoming*. Technical Report HL-93-9, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS. 1993.
- (149) **Maynard, Stephen T.** *Corps Riprap Design Guidance for Channel Protection*. Preprints of the Int. Riprap Workshop. Theory, Policy and Practice of Erosion Control Using Riprap, Armour Stone and Rubble. Fort Collins, Colorado, 1993.
- (150) **Maynard, Stephen T.** *Gabion-Mattress Channel-Protection Design*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 121, N° 7; July 1995.
- (151) **Maza Alvarez, J.A., and García, M.** *Velocidades Medias para el Inicio del Movimiento de Partículas*. Proc. 8<sup>th</sup> Latin American Congress of the Int. Assoc. For Hydr. Res., Quito, Ecuador, 195-206; 1978.
- (152) **Maza Alvarez, J.A.** *Introduction to River Engineering*. Advanced Course on Water Resources Management. Università Italiana per Stranieri, Perugia, Italia; 1987.
- (153) **Meyer-Peter, E. and Müller, R.** *Formulas for bed-load transport*. Proceedings, 3rd Meeting of Intern. Assoc. Hydraulic Res., Stockholm, 1948.
- (154) **Millar, Robert G., and Quick, Michael C.** *Effect of Bank Stability on Geometry of Gravel Rivers*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 119, N° 12. ASCE. December, 1993.
- (155) **Miller, M.C., McCave, I.N., and Komar, P.D.** *Threshold of Sediment Motion Under Unidirectional Currents*. Sedimentology, 24, 507-527; 1977.
- (156) **Murphy, T.L., and Grace, J.L., Jr.** *Riprap Requirements for Overflow Embankments*. Highway Research Board Record, No. 30, Washington, D.C., 1963.

- (157) **Naot, D., and Rodi, W.** *Calculation of Secondary Currents in Channel Flow*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 108(8), 948-968; 1982.
- (158) **Neill, C.R., and Van Der Giessen.** *Discussion of Sediment Transportation Mechanics: Initiation of Motion*. Task Committee on Preparation of Sedimentation Manual, Journal of the Hydraulic Division, American Society of Civil Engineers, 92 (HY5), 280-287. 1966.
- (159) **Nezu, I., Tominaga, A. and Nakagawa, H.** *Fields measurements of secondary currents in straight rivers*. J. Hydr. Eng., ASCE, vol. 119, 1993.
- (160) **Niño, Y., Sandoval, F.** *Análisis de la Estabilidad de Enrocados en Flujos con Transporte Sólido*. IAHR, XVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Guayaquil, Ecuador; 1996.
- (161) **Normann, J.M.** *Design of Stable Channels with Flexible Linings*. Hydraulic Engineering Circular, N° 15. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Washington, D.C., 1975.
- (162) **Nouh, M.A., and Townsend, R.D.** *Shear Stress Distribution in Stable Channel Bends*. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 105, N° HY10, Proc. Paper 14898, October, 1979.
- (163) **Oregon Department of Transportation.** *Keyed Riprap*. Demonstration Project N° 31, Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels. Federal Highway Administration, (not date given).
- (164) **Osman, A.M., and Thorne, C.R.** *Riverbank Stability Analysis.I: Theory*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 114(2), 134-150; 1988.
- (165) **Osuna Gómez, J.** *Fórmulas de Resistencia*. Curso de Ingeniería Fluvial. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, Junio 1992.
- (166) **Parker, G., Diplas, P., Akiyama, J.** *Meander Bends of High Amplitude*. J. of the Hydraulics Div. ASCE, Vol. 109, HY10, 1983.
- (167) **Parola, A. C.** *Stability of Riprap Used to Protect Bridge Piers*. Ph D. Thesis, The Pennsylvania State University, University Park, Pa; 1990.
- (168) **Parola, A. C.** *Stability of Riprap at Bridge Piers*. Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 119, N° 10; October 1993.

- 
- (169) **Partheniades, E., and Passwell, R.E.** *Erosion of Cohesive Soil and Channel Stabilization*. Report N° 19, Department of Civil Engineering, State University of New York, Bufalo, N.Y., Oct 1968.
- (170) **Perkins, J.A.** *Practical Aspects of River Bank Protection in the Developing World*. IWEN Seminar on River Erosion and its Prevention. HR Wallingford, March 1994.
- (171) **Peterka, A. J.** *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*. U. S. Bureau of Reclamation, Engineering Monograph N° 25, Denver, CO, 1958.
- (172) **Petersen, M. S.** *River engineering*. Pretice-Hall, New Jersey, 1986.
- (173) **Pilarczyk, K.W.** *Guidelines for the Design and Construction of Flexible Revetmenets Incorporating Geotextiles for Inland Waterways*. Supplement to Bull. N° 57, Permanent Int. Assoc. Of Navigation Congr., Brussels, Belgium; 1987.
- (174) **Pilarczyk, K.W.** *Stability Criteria for Revetments*. Proc. of the 1990 National Conf. on Hydraulic Engineering. ASCE. Eds H.H. Chang and J.C. Hill, San Diego, USA, 1990.
- (175) **Ponce, V. M.** *Generalized Stability Analysis of Channel Banks*. J. Irrigation and Drainage Division, ASCE, 104(ID4), 1663-1667; 1978.
- (176) **Prakash, A.** *Discussion of the Paper Riprap Design (Stephen T. Maynard)*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE; 1989.
- (177) **Przedwojski, B., Btazejewski, R., and Pilarczyk, K.W.** *River Training Techniques. Fundamentals, Design and Applications*. Balkema, Rotterdam, 1995.
- (178) **Raju, S.P.** *Resistance to Flow in Curved Open Channels*. Abridged Translations of Hydraulic Papers, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Vol 63, N° 9, pp 49-55, 1937.
- (179) **Ramette, M.** *Riprap Protection of River and Canal Banks*. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Translation N° 63-7, Vicksburg, Miss., 1963.
- (180) **Reese, A.** *Riprap Sizing-Four Methods*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers Hydraulics Specialty Conference, Coeur d' Alene, Id, 397-401, 1984.
- (181) **Replogle, J.A., and Chow, V.T.** *Tractive Force Distribution in Open Channels*. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 92, N° HY2, March 1966.

- (182) **Rouse, H.** *Engineering Hydraulics*. New York: John Wiley & Sons, 1953.
- (183) **Rouse, H.** *Critical Analysis of Open Channel Resistance*. Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, Vol 91, Paper N° 4387, HY4, pp 1-25, 1965.
- (184) **Rozovski, I.L.** *Flow of Water in Bends of Open Channels*. Academy of Sciences of the Ukrainian SSR, Kiev, 1957.
- (185) **Ruff, James F., Shaikh, A., Abt, Steven R., and Richardson, E.V.** *1985 Riprap Tests in Flood Control Channels*. Prepared by Colorado State University for the U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS. August 1985.
- (186) **Ruff, James F., Shaikh, A., Abt, Steven R., and Richardson, E.V.** *Riprap Stability in Side Sloped Channels*. Prepared by Colorado State University for the U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS. 1987.
- (187) **Rui Martins.** *Utilizacao de enrocamentos em estruturas hidraulicas*. LNEC. Lisboa; 1984.
- (188) **Saltzman, U.** *Rock Quality Determination for Large-Size Stone Used in Protective Blankets*. Ph. D. Dissertation, Purdue University, Lafayette, Indiana, 1975.
- (189) **Schoklitsch, A.** *Hydraulic Structures*. American Society of Mechanical Engineers, Vol II (translated by S. Shulits), 1937.
- (190) **Schoklitsch, A.** *Tratado de Arquitectura Hidráulica*. Ed. Gustavo Gili, Barcelona; 1961.
- (191) **Searcy, J.K.** *Use of Riprap for Bank Protection*. Hydraulic Engineering Circular No. 11, Hydraulics Branch, Bridge Division, Office of Engineering and Operations, Bureau of Public Roads, Washington, D.C., June, 1967.
- (192) **Shafai-Bajestan, M.** *Riprap Criteria at Pipe Outlet*. Thesis Presented to Colorado State University, Fort Collins, Colorado; 1989.
- (193) **Shafai-Bajestan, M., and Alberston, Maurice L.** *Riprap Criteria below Pipe Outlet*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 119, N° 2; February 1993.
- (194) **Shen, H.W. y Lu, J.Y.** *Development and prediction of bed armoring*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 109 (4), 611 – 629, 1983.

- (195) **Shukry, Ahmed.** *Flow Around Bends in an Open Flume*. Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol 115, pp 751-788, 1950.
- (196) **Simons, D.B.** *Theory and Design of Stable Channels in Alluvial Materials*. Report CER. N° 57DBS17, Colorado State University, Fort Collins, CO, 1957 (Reprinted 1960).
- (197) **Simons, D. B. and Richardson, E. V.** *Resistance to Flow in Alluvial Channels*. U.S. Geological Survey Professional Paper 422-J, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. 1966.
- (198) **Simons, D. B. and Sentürk F.** *Sediment Transport Technology*. Water Resources Publications, Fort Collins. Colo. USA, 1977. Rev. 1992.
- (199) **Springer, F.M. Jr., Ulrich, C.R., and Hagerty, D.J.** *Streambank Stability*. J. Geotech. Engrg. ASCE, 111(5), 624-640; 1985.
- (200) **Stein, D.E., and Pavoni, J.L.** *Preliminary Bank Revetment Procedure Review*. University of Louisville, Louisville, Ky., Oct 1974.
- (201) **Stephenson, D.** *Rockfill in Hydraulic Engineering*. Developments in Geotechnical Engineering Collection, Vol. 27, Elsevier Scientific Publishing, Co.; 1979.
- (202) **Stevens, M.A., and Simons, D.B.** *Stability Analysis for Coarse Granular Material on Slopes*. River Mechanics, H.W. Shen, Ed., Fort Collins, CO, 1, 17-1—17-27, 1971.
- (203) **Stevens, M.A., Simons, D.B., and Lewis, G.L.** *Safety Factors for Riprap Protection*. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 102, N° HY5, May, 1976.
- (204) **Task Committee on Preparation of Sedimentation Manual.** *Sediment Transportation Mechanics: Initiation of motion*. Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, Vol 92, Paper N° 4738, HY2, March, 1966.
- (205) **Task Committee on Sedimentation Manual.** *Sedimentation Engineering*. Vito A. Vanoni, ed. ASCE, 1972.
- (206) **Témez Pelaez, J.R.** *Control de la Erosión Fluvial en Puentes*. Textos de la Dirección General de Carreteras. Ministerio de Obras Públicas y Transportes; 1988.
- (207) **Thorne, C.R.** *Processes and Mechanisms of River Bank Erosion*. Gravel Bed Rivers. John Wiley & Sons, Inc., Chichester, England, 227-259; 1982.



- (208) **Thorne, C.R., Abt, S.R., Barends, F.B.J., Maynard, S.T., and Pilarczyk, K.W.(Eds).** *River, Coastal and Shoreline Protection – Erosion Control Using Riprap and Armourstone*. Wiley & Sons, Chichester, UK. ISBN 0 7277 2566 1. 1995.
- (209) **Thorne, C.R., Reed, S., and Doornkamp, J.C.** *A Procedure for Assessing River Bank Erosion Problems and Solutions*. R & D Report 28, National Rivers Authority. ISBN 1 873160 31 3. 1996.
- (210) **Ulrich, T.** *Stability of Rock Protection on Slopes*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 113 (HY7), 879-891, 1987.
- (211) **U.S. Army Coastal Engineering Research Center, CE.** *Shore Protection Manual (3 vols)*. Government Printing Office, Washington, D.C., 1973.
- (212) **U. S. Army Corps of Engineers.** *Hydraulic Design of Flood Control Channels*. USCOE, Engineer Manual 1110-2-1601, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., 1967.
- (213) **U. S. Army Corps of Engineers.** *Hydraulic Design of Flood Control Channels*. USCOE, Engineer Manual 1110-2-1601, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., July 1970.
- (214) **U. S. Army Corps of Engineers.** *Stone stability-velocity vs. stone diameter*. Sheet 712-1, Civil Works Investigations, Hydraulic Design Criteria, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, Revised, August, 1970.
- (215) **U. S. Army Corps of Engineers.** *Hydraulic Design Criteria*. Prepared for Office, Chief of Engineers by U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., September 1970.
- (216) **U. S. Army Corps of Engineers.** *Additional Guidance for Riprap Channel Protection*. USCOE, Engineer Technical Letter 1110-2-120, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., 1971.
- (217) **U. S. Army Corps of Engineers. Department of the Army.** *Use of Geotextiles under Riprap*. Engineering Technical Letter ETL 1110-2-286, Washington, D.C., July, 1984.
- (218) **U. S. Army Corps of Engineers.** *Riprap Stability Tests in Large Tilting Flume. Final Report*. Civil Engineering Department, Engineering Research Center, Colorado State University, Fort Collins, CO. June 1991.

- (219) **U. S. Army Corps of Engineers.** *Hydraulic Design of Flood Control Channels.* Engineering Manual EM-1110-2-1601, 1991.
- (220) **U. S. Army Corps of Engineers. Department of the Army.** *Design and Construction of Grouted Riprap.* Engineering Technical Letter ETL 1110-2-334, Washington, D.C., August, 1992.
- (221) **U. S. Army Corps of Engineers.** *Hydraulic Design of Flood Control Channels.* Engineering Manual EM-1110-2-1601, change 1, 1994.
- (222) **U. S. Army Corps of Engineers. Cold Regions Research & Engineering Laboratory.** *Ice Action on Riprap. Small-Scale Tests.* CRREL Report 96-12, September, 1996.
- (223) **U. S. Army Engineer District, Los Angeles.** *Supercritical Flow in Curved Channels; Hydraulic Model Investigation.* Report N° 1-109, Los Angeles, CA, 1972.
- (224) **U. S. Army Engineer District, Omaha.** *St. Joseph Indian School Riprap Failure Report.* Omaha, Nebraska, 1965.
- (225) **U. S. Army Engineer District, Portland.** *Report on Experiment Slope Protection for River Banks and Levees.* Portland, Oregon, Dec 1946.
- (226) **U. S. Army Engineer District, Seattle.** *Riprap Sections for Study of Channel Protection Against High Velocity Flow. Green River.* Seattle, Washington, 1950.
- (227) **U. S. Army Engineer Division, Lower Mississippi Valley.** *Report on Standardization of Riprap Gradations.* (Revised). Vicksburg, Miss., 1982.
- (228) **U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.** *Feasibility Study of Improvement Methods for Riverbank Stabilization.* Contract Report 3-81, November, 1964.
- (229) **U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.** *Stone Stability Velocity vs Stone Diameter.* Hydraulic Design Criteria 712-1, Vicksburg, Miss., 1970.
- (230) **U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.** *Literature Survey and Preliminary Evaluation of Stream Protection Methods.* Technical Report H-77-9, May 1977.

- (231) **U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.** *Bank Protection Techniques Using Spur Dikes*; 1983.
- (232) **U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.** *Open Channel Riprap Design: Incipient Failure and Friction Coefficients for Channel Bottom Riprap*. 1988
- (233) **U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.** *Flow Impingement, Snake River, Wyoming*. Flood Control Structures Research Program. Technical Report HL-93-9. July, 1993.
- (234) **U.S. Bureau of Reclamation.** *Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators*. Engineering Monograph No. 25, Technical Information Branch, Denver, Federal Center, Denver, Colorado, 1958.
- (235) **U.S. Bureau of Reclamation.** *Boundary Shear Distribution Around a Curve in a Laboratory Canal*. Progress Report N° 1, Hydraulics Branch Report N° Hyd-526; Jun 1964.
- (236) **U.S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads.** *Design of Roadside Drainage Channels*. Hydraulic Design Series N° 4, Washington, D.C., 1965.
- (237) **U.S. Department of the Army.** *Criterion for Graded Stone Riprap Channel Protection*. Draft Report 20, Office, Chief of Engineers, Washington, D.C., April 1966.
- (238) **U.S. Department of the Army.** *Shore Protection Manual*. Coastal Engineering Research Center, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, Fourth Edition, 1984.
- (239) **U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration.** *Design of Roadside Channels with Flexible Linings*. Hydraulic Engineering Circular, N° 15. Fort Collins, CO, April 1988.
- (240) **U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration.** *Design of Riprap Revetment*. Hydraulic Engineering Circular, N° 11. March, 1989.
- (241) **Vanoni, V.A. (ed.),** *Sedimentation Engineering*. ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice N° 54, ASCE, New York, 1975.
- (242) **Wang, S.Y. and Shen, H.W.** *Incipient Sediment Motion and Riprap Design*. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 111, N° 3, March, 1985.

- (243) **West Consultants, Inc.** *Riprap Design System. Computer Program and Manual.* Carlsband, California, 1996.
- (244) **Wittler, R.J., and Abt, S.R.** *The Influence of Uniformity on Riprap Stability.* Hydraulic Engineering, Proc. of the 1990 National Conference, ASCE, San Diego, Calif., 251-256; 1990.
- (245) **Wörman, A.** *Riprap Protection Without Filter Layers.* Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 115(12); 1989.
- (246) **Xia, R.** *Relation Between Mean and Maximum Velocities in a Natural River.* Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 123, N° 8; August 1997.
- (247) **Yalin, M.** *Similarity in Sediment Transport by Currents.* Hydraulic Research Paper N° 6, HM Stationery Office, London, 1965.

Departamento de Ingeniería Civil: Hidráulica y Energética

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS

# **Análisis de procesos de erosión local en márgenes de cauces fluviales con curvatura en planta**

Volumen 2

Autor:

**José M<sup>a</sup> González Ortega**

Ingeniero Agrónomo

Director:

**Eduardo Martínez Marín**

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

2004

# TESIS DOCTORAL

## **Análisis de procesos de erosión local en márgenes de cauces fluviales con curvatura en planta**

Presentada por:

D. José M<sup>a</sup> González Ortega

Dirigida por:

Dr. Eduardo Martínez Marín

### **TRIBUNAL ENCARGADO DE JUZGAR LA TESIS DOCTORAL:**

**Presidente:**

---

**Vocales:**

---

---

---

---

**Vocal Secretario:**

---

**Calificación:**

**Madrid, \_\_\_\_\_ de \_\_\_\_\_ 2004**

# INDICE

## Volumen 2

### ANEXO N° 1: COMPARACIÓN CUANTITATIVA DE METODOLOGÍAS DE CÁLCULO DE PROTECCIONES DE ESCOLLERA

1.- Datos para la comparación de las diferentes metodologías	1
2.- Comparación general de los resultados obtenidos	7
2.1.- Grupo A	9
2.1.1.- Comparación de los resultados obtenidos	11
2.1.2.- Representación gráfica	13
2.2.- Grupo B	15
2.2.1.- Comparación de los resultados obtenidos	17
2.2.2.- Representación gráfica	20
2.3.- Grupo C	29
2.3.1.- Comparación de los resultados obtenidos y representación gráfica	31

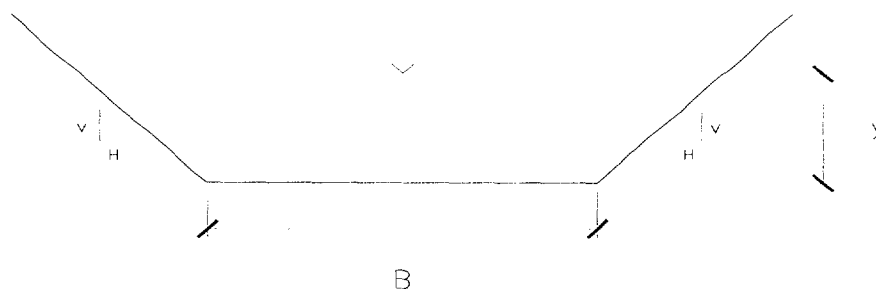
## ANEXO Nº 1

### COMPARACIÓN CUANTITATIVA DE METODOLOGÍAS DE CÁLCULO DE PROTECCIONES DE ESCOLLERA

#### 1.- Datos para la comparación de las diferentes metodologías

Con objeto de comparar los resultados obtenidos por los diferentes métodos de cálculo del tamaño de escollera, se ha tomado un canal teórico de forma trapezoidal en el cual se han ajustado los valores de las distintas variables hidráulicas y geométricas con objeto de tener siempre una relación  $\frac{Anchura(B)}{Calado(y)} \geq 10$

Esto permite obtener el tamaño de escollera en uno de los taludes del canal, sin considerar la influencia del talud opuesto.



**Figura A.1.- Geometría del canal considerado**

Con esta consideración, el abanico de valores del resto de variables tomado para la realización de los cálculos, es el siguiente:

- Talud (H/V) : 1,50/1- 2,00/1- 2,50/1-3,00/1
- Velocidad V(m/sg) : 1.00, 2.00, 3.00, 4.00
- Calado y (m) : 1.00, 2.00, 3.00, 4.00



- Ancho base  $B$  (m): 25, 50, 75, 100, 125.

En la tabla incluida a continuación se exponen la totalidad de casos a analizar con los valores de las variables correspondientes a cada uno de ellos.

**TABLA RESUMEN DE CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE LOS CASOS A ANALIZAR (1)**

<b>Talud (H:1)</b>	<b>Pendiente (m/m)</b>	<b>Ancho base (m)</b>	<b>Calado (m)</b>	<b>Velocidad (m/sg)</b>	<b>Ancho/calado</b>	<b>Caudal (m3/sg)</b>	<b>Nº Froude</b>
1.50	0.00136	25	1.00	1.00	25.00	26.50	0.32
1.50	0.00543	25	1.00	2.00	25.00	53.00	0.64
1.50	0.01221	25	1.00	3.00	25.00	79.50	0.96
1.50	0.02170	25	1.00	4.00	25.00	106.00	1.28
1.50	0.00054	50	2.00	1.00	25.00	106.00	0.23
1.50	0.00215	50	2.00	2.00	25.00	212.00	0.45
1.50	0.00484	50	2.00	3.00	25.00	318.00	0.68
1.50	0.00861	50	2.00	4.00	25.00	424.00	0.90
1.50	0.00031	75	3.00	1.00	25.00	238.50	0.18
1.50	0.00125	75	3.00	2.00	25.00	477.00	0.37
1.50	0.00282	75	3.00	3.00	25.00	715.50	0.55
1.50	0.00502	75	3.00	4.00	25.00	954.00	0.74
1.50	0.00021	100	4.00	1.00	25.00	424.00	0.16
1.50	0.00085	100	4.00	2.00	25.00	848.00	0.32
1.50	0.00192	100	4.00	3.00	25.00	1272.00	0.48
1.50	0.00342	100	4.00	4.00	25.00	1696.00	0.64

**TABLA RESUMEN DE CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE LOS CASOS A ANALIZAR (2)**

<b>Talud (H:1)</b>	<b>Pendiente (m/m)</b>	<b>Ancho base (m)</b>	<b>Calado (m)</b>	<b>Velocidad (m/sg)</b>	<b>Ancho/calado</b>	<b>Caudal (m3/sg)</b>	<b>Nº Froude</b>
2.00	0.00138	25	1.00	1.00	25.00	27.00	0.32
2.00	0.00551	25	1.00	2.00	25.00	54.00	0.64
2.00	0.01239	25	1.00	3.00	25.00	81.00	0.96
2.00	0.02203	25	1.00	4.00	25.00	108.00	1.28
2.00	0.00055	50	2.00	1.00	25.00	108.00	0.23
2.00	0.00219	50	2.00	2.00	25.00	216.00	0.45
2.00	0.00492	50	2.00	3.00	25.00	324.00	0.68
2.00	0.00874	50	2.00	4.00	25.00	432.00	0.90
2.00	0.00032	75	3.00	1.00	25.00	243.00	0.18
2.00	0.00127	75	3.00	2.00	25.00	486.00	0.37
2.00	0.00286	75	3.00	3.00	25.00	729.00	0.55
2.00	0.00509	75	3.00	4.00	25.00	972.00	0.74
2.00	0.00022	100	4.00	1.00	25.00	432.00	0.16
2.00	0.00087	100	4.00	2.00	25.00	864.00	0.32
2.00	0.00195	100	4.00	3.00	25.00	1296.00	0.48
2.00	0.00347	100	4.00	4.00	25.00	1728.00	0.64

**TABLA RESUMEN DE CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE LOS CASOS A ANALIZAR (3)**

Talud (H:1)	Pendiente (m/m)	Ancho base (m)	Calado (m)	Velocidad (m/sg)	Ancho/calado	Caudal (m3/sg)	Nº Froude
2.50	0.00140	25	1.00	1.00	25.00	27.50	0.32
2.50	0.00560	25	1.00	2.00	25.00	55.00	0.64
2.50	0.01259	25	1.00	3.00	25.00	82.50	0.96
2.50	0.02239	25	1.00	4.00	25.00	110.00	1.28
2.50	0.00056	50	2.00	1.00	25.00	110.00	0.23
2.50	0.00222	50	2.00	2.00	25.00	220.00	0.45
2.50	0.00500	50	2.00	3.00	25.00	330.00	0.68
2.50	0.00888	50	2.00	4.00	25.00	440.00	0.90
2.50	0.00032	75	3.00	1.00	25.00	247.50	0.18
2.50	0.00129	75	3.00	2.00	25.00	495.00	0.37
2.50	0.00291	75	3.00	3.00	25.00	742.50	0.55
2.50	0.00517	75	3.00	4.00	25.00	990.00	0.74
2.50	0.00022	100	4.00	1.00	25.00	440.00	0.16
2.50	0.00088	100	4.00	2.00	25.00	880.00	0.32
2.50	0.00198	100	4.00	3.00	25.00	1320.00	0.48
2.50	0.00353	100	4.00	4.00	25.00	1760.00	0.64

**TABLA RESUMEN DE CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE LOS CASOS A ANALIZAR (4)**

<b>Talud (H:1)</b>	<b>Pendiente (m/m)</b>	<b>Ancho base (m)</b>	<b>Calado (m)</b>	<b>Velocidad (m/sg)</b>	<b>Ancho/calado</b>	<b>Caudal (m3/sg)</b>	<b>Nº Froude</b>
3.00	0.00142	25	1.00	1.00	25.00	28.00	0.32
3.00	0.00569	25	1.00	2.00	25.00	56.00	0.64
3.00	0.01280	25	1.00	3.00	25.00	84.00	0.96
3.00	0.02276	25	1.00	4.00	25.00	112.00	1.28
3.00	0.00056	50	2.00	1.00	25.00	112.00	0.23
3.00	0.00226	50	2.00	2.00	25.00	224.00	0.45
3.00	0.00508	50	2.00	3.00	25.00	336.00	0.68
3.00	0.00903	50	2.00	4.00	25.00	448.00	0.90
3.00	0.00033	75	3.00	1.00	25.00	252.00	0.18
3.00	0.00132	75	3.00	2.00	25.00	504.00	0.37
3.00	0.00296	75	3.00	3.00	25.00	756.00	0.55
3.00	0.00526	75	3.00	4.00	25.00	1008.00	0.74
3.00	0.00022	100	4.00	1.00	25.00	448.00	0.16
3.00	0.00090	100	4.00	2.00	25.00	896.00	0.32
3.00	0.00202	100	4.00	3.00	25.00	1344.00	0.48
3.00	0.00358	100	4.00	4.00	25.00	1792.00	0.64

## 2.- Comparación general de los resultados obtenidos

La comparación de resultados, es decir de tamaños de piedra obtenidos mediante la aplicación de los diferentes métodos, se va a realizar agrupando previamente los métodos aplicados de acuerdo a los parámetros que maneja cada uno, para así poder obtener comparaciones homogéneas. En principio, la agrupación de los métodos es la siguiente:

### I) Grupo A:

Métodos en los que el tamaño de la piedra depende únicamente de *un parámetro* : *velocidad de la corriente*, aunque alguno de los métodos incluidos en este grupo incorpora también un parámetro que cuantifica el efecto de la turbulencia sobre el tamaño de la piedra.

Los métodos incluidos en este grupo son los siguientes:

- Método del U.S. Bureau of Reclamation (1958)
- Método del U.S. Geological Survey (1981)
- Método de Isbash (1936)
- Método de Escameia y May (1992)

### II) Grupo B:

Métodos en los que el tamaño de la piedra depende de *dos parámetros*:

- *velocidad de la corriente*
- *inclinación de los taludes del canal.*

Los métodos incluidos en este grupo son los siguientes:

- Método de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) (1975)
- Método del Departamento de Transportes de California (1970)

### III) Grupo C:

Métodos en los que el tamaño de la piedra depende de *tres parámetros*:

- *velocidad de la corriente*
- *inclinación de los taludes del cauce*
- *calado o profundidad del flujo*

Además, en los tres primeros métodos incluidos en este grupo, se puede obtener el valor del Coeficiente de Seguridad.

Los métodos incluidos en este grupo son los siguientes:

- Método del Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers – versión de 1994)
- Método de la Hydraulic Engineering Circular nº 11 (HEC-11) (1989)
- Método de Pilarczyk (1990)
- Método de Simons y Senturk (1977)

## **2.1.- Grupo A**



## 2.1.- Grupo A

Los métodos incluidos dentro de este grupo son:

- Método del U.S. Bureau of Reclamation
- Método del U.S. Geological Survey
- Método de Isbash
- Método de Escameia y May

Las características comunes de estos son las siguientes:

- El tamaño de la piedra obtenido depende solamente de la velocidad de la corriente.
- No influye el talud del canal ni el calado del flujo
- Se consideran los métodos más simples

Al realizar la comparación de los resultados obtenidos por los diferentes métodos se ha tenido en cuenta el efecto de la turbulencia de la corriente en los métodos que lo contemplan. Así, este efecto se ha podido cuantificar, mediante los siguientes coeficientes:

- Coeficiente de turbulencia ( $C$ ) en el método de Isbash
- Coeficiente de Intensidad de Turbulencia ( $C$ ) en el método de Escameia y May
- No contemplado en el resto de métodos

### **2.1.1.- Comparación de los resultados obtenidos**

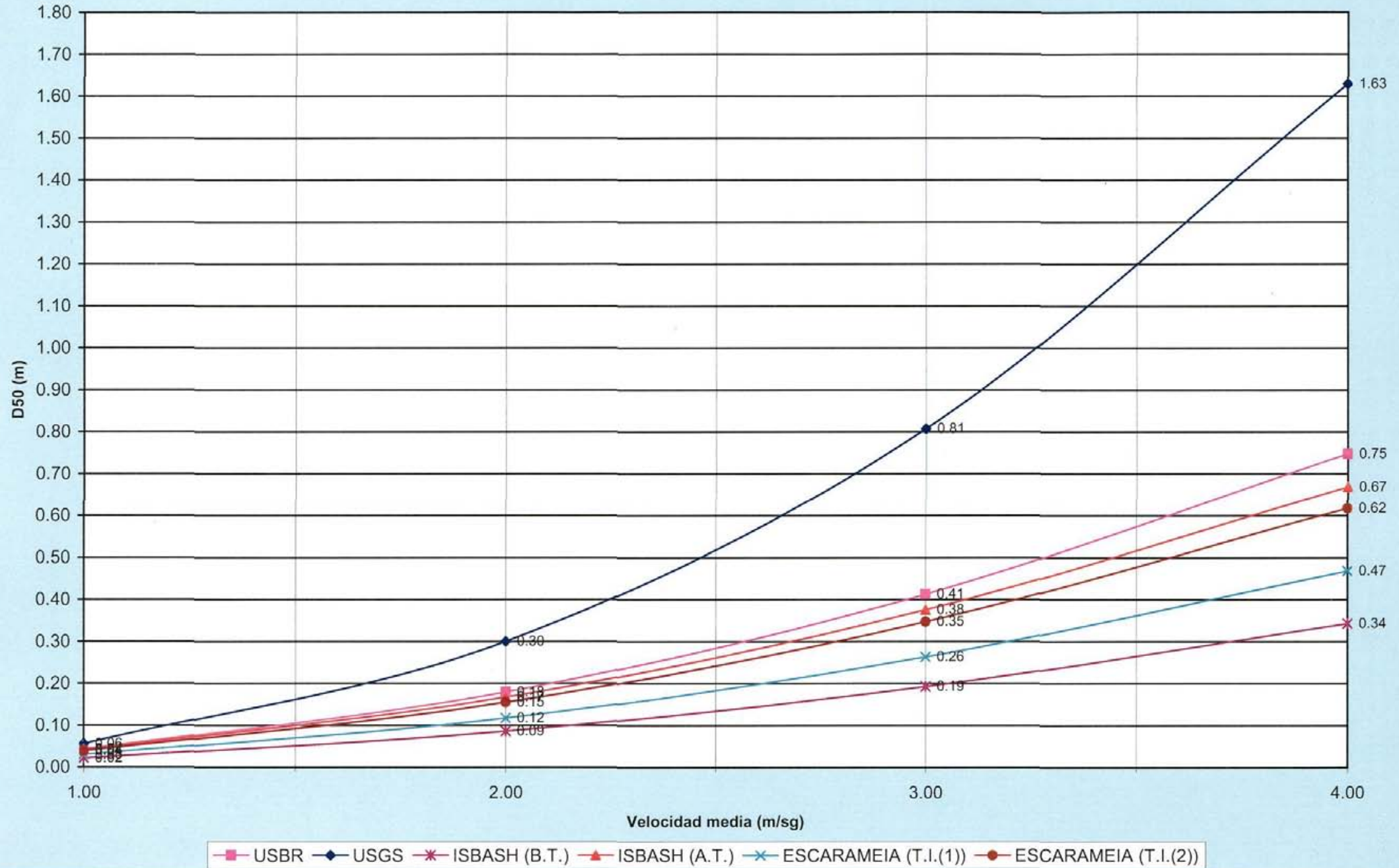
**GRUPO A: COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

**MÉTODOS: U.S. BUREAU OF RECLAMATION, U.S.GEOLOGICAL SURVEY, ISBASH, ESCARAMEIA Y MAY**

TALUD	Velocidad (V)				METODO/ D50 (m)					
	Media		Local depth averaged		USBR	USGS	ISBASH		ESCARAMEIA Y MAY	
	(m/sg)	(ft/sec)	(m/sg)	(ft/sec)			Baja Turbulencia	Alta Turbulencia	T.I. (1)	T.I. (2)
1.50/1	1.00	3.28	1.00	3.28	0.04	0.06	0.02	0.04	0.03	0.04
	2.00	6.56	2.00	6.56	0.18	0.30	0.09	0.17	0.12	0.15
	3.00	9.84	3.00	9.84	0.41	0.81	0.19	0.38	0.26	0.35
	4.00	13.12	4.00	13.12	0.75	1.63	0.34	0.67	0.47	0.62
2.00/1	1.00	3.28	1.00	3.28	0.04	0.06	0.02	0.04	0.03	0.04
	2.00	6.56	2.00	6.56	0.18	0.30	0.09	0.17	0.12	0.15
	3.00	9.84	3.00	9.84	0.41	0.81	0.19	0.38	0.26	0.35
	4.00	13.12	4.00	13.12	0.75	1.63	0.34	0.67	0.47	0.62
2.50/1	1.00	3.28	1.00	3.28	0.04	0.06	0.02	0.04	0.03	0.04
	2.00	6.56	2.00	6.56	0.18	0.30	0.09	0.17	0.12	0.15
	3.00	9.84	3.00	9.84	0.41	0.81	0.19	0.38	0.26	0.35
	4.00	13.12	4.00	13.12	0.75	1.63	0.34	0.67	0.47	0.62
3.00/1	1.00	3.28	1.00	3.28	0.04	0.06	0.02	0.04	0.03	0.04
	2.00	6.56	2.00	6.56	0.18	0.30	0.09	0.17	0.12	0.15
	3.00	9.84	3.00	9.84	0.41	0.81	0.19	0.38	0.26	0.35
	4.00	13.12	4.00	13.12	0.75	1.63	0.34	0.67	0.47	0.62

2.1.2.- Representación gráfica

GRUPO A  
METODOS: USBR,USGS,ISBASH, ESCARAMEIA  
Talud: cualquiera Calado: cualquiera



## **2.2.- Grupo B**

## 2.2.- Grupo B

Los métodos incluidos dentro de este grupo son:

- Método de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE)
- Método del Departamento de Transportes de California (Bank and Shore Protection Manual)

Las características comunes de estos son las siguientes:

- Utilizan una formulación muy parecida
- El resultado directo que se obtiene por la aplicación de ambas formulaciones es el peso de la piedra
- El resultado final obtenido en ambos casos (tamaño de la piedra a partir del peso de la misma) es función de la velocidad de la corriente y de la inclinación de los taludes del canal.

Al realizar la comparación de los resultados obtenidos por los dos métodos, se han tenido en cuenta los siguientes efectos o particularidades:

- El valor del coeficiente  $\rho$  en el método del Departamento de Transportes de California se ha tomado constante e igual a  $70^\circ$ .
- Los diferentes tipos de velocidad: velocidad media, velocidad para flujo incidente y velocidad para flujo tangencial, propios del método del Departamento de Transportes de California, se han aplicado también al método del ASCE.

### **2.2.1.- Comparación de los resultados obtenidos**



**GRUPO B: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: ASCE, CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION**

TALUD	Velocidad V (m/sg)			MÉTODO / D50 (m)					
	Media	Flujo incidente	Flujo tangencial	ASCE			CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION ( $\rho=70^\circ$ )		
				V media	Flujo incidente	Flujo tangencial	V media	Flujo incidente	Flujo tangencial
1.50/1	1.00	1.33	0.67	0.03	0.05	0.01	0.03	0.06	0.02
	2.00	2.67	1.33	0.10	0.18	0.05	0.14	0.25	0.06
	3.00	4.00	2.00	0.23	0.41	0.10	0.31	0.56	0.14
	4.00	5.33	2.67	0.41	0.73	0.18	0.56	0.99	0.25
2.00/1	1.00	1.33	0.67	0.02	0.04	0.01	0.03	0.05	0.01
	2.00	2.67	1.33	0.10	0.17	0.04	0.12	0.21	0.05
	3.00	4.00	2.00	0.22	0.38	0.10	0.27	0.48	0.12
	4.00	5.33	2.67	0.38	0.68	0.17	0.48	0.85	0.21
2.50/1	1.00	1.33	0.67	0.02	0.04	0.01	0.03	0.05	0.01
	2.00	2.67	1.33	0.09	0.16	0.04	0.11	0.20	0.05
	3.00	4.00	2.00	0.21	0.37	0.09	0.25	0.44	0.11
	4.00	5.33	2.67	0.37	0.66	0.16	0.44	0.78	0.20
3.00/1	1.00	1.33	0.67	0.02	0.04	0.01	0.03	0.05	0.01
	2.00	2.67	1.33	0.09	0.16	0.04	0.11	0.19	0.05
	3.00	4.00	2.00	0.20	0.36	0.09	0.24	0.42	0.11
	4.00	5.33	2.67	0.36	0.64	0.16	0.42	0.75	0.19

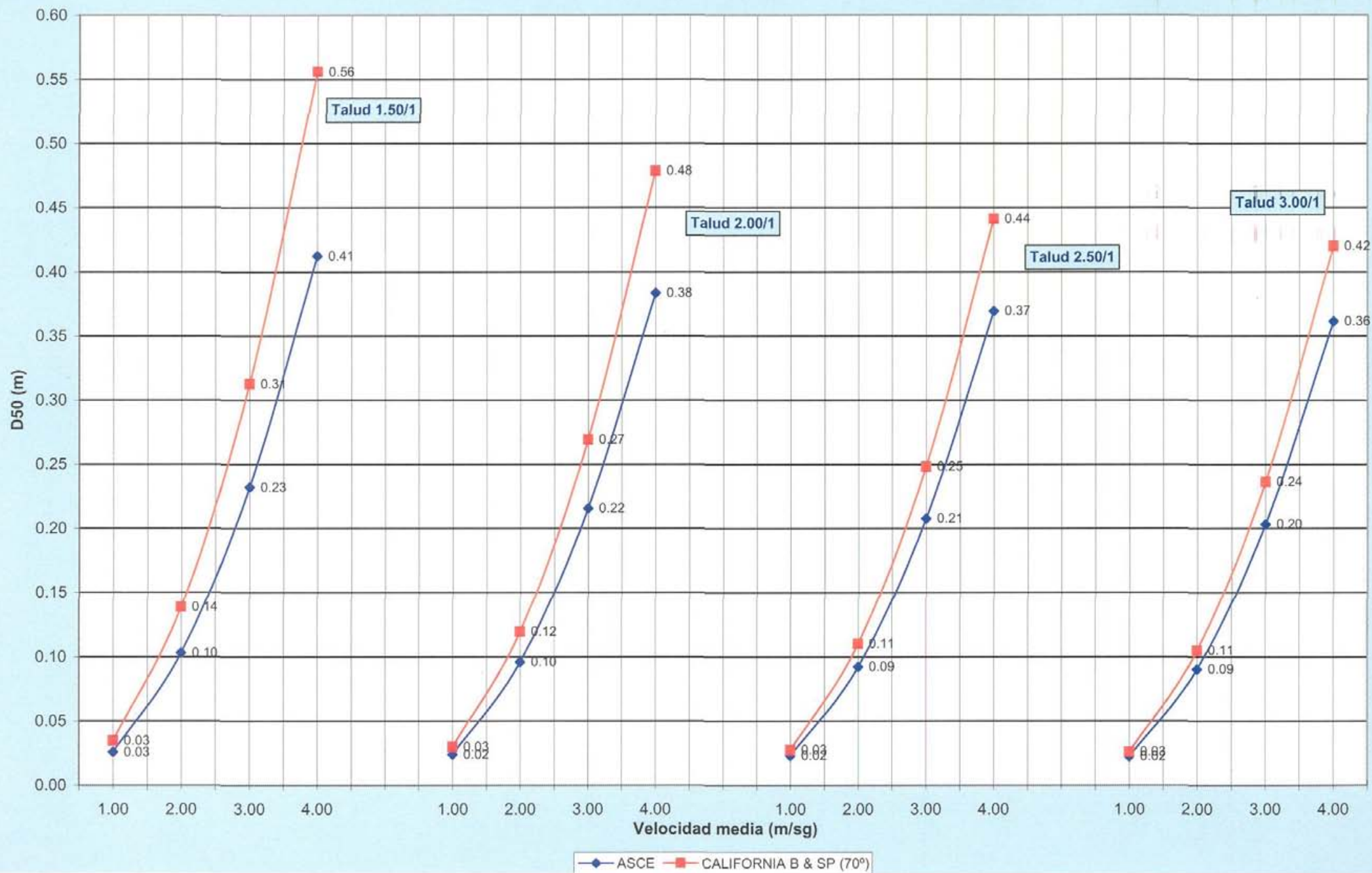
**GRUPO B: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: ASCE, CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION**

TALUD	Observaciones	Velocidad (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)	
			ASCE	CALIF. B & S.P. ( $\rho = 70^\circ$ )
1.50/1	V tangencial	1.33	0.05	0.06
	V media, V tangencial	2.00	0.10	0.14
	V incidente, V tangencial	2.67	0.18	0.25
	V media	3.00	0.23	0.31
	V tangencial	3.33	0.29	0.39
	V media, V incidente	4.00	0.41	0.56
	V media	5.00	0.64	0.87
	V incidente	5.33	0.73	0.99
2.00/1	V tangencial	1.33	0.04	0.05
	V media, V tangencial	2.00	0.10	0.12
	V incidente, V tangencial	2.67	0.17	0.21
	V media	3.00	0.22	0.27
	V tangencial	3.33	0.27	0.33
	V media, V incidente	4.00	0.38	0.48
	V media	5.00	0.60	0.75
	V incidente	5.33	0.68	0.85
2.50/1	V tangencial	1.33	0.04	0.05
	V media, V tangencial	2.00	0.09	0.11
	V incidente, V tangencial	2.67	0.16	0.20
	V media	3.00	0.21	0.25
	V tangencial	3.33	0.26	0.31
	V media, V incidente	4.00	0.37	0.44
	V media	5.00	0.58	0.69
	V incidente	5.33	0.66	0.78
3.00/1	V tangencial	1.33	0.04	0.05
	V media, V tangencial	2.00	0.09	0.11
	V incidente, V tangencial	2.67	0.16	0.19
	V media	3.00	0.20	0.24
	V tangencial	3.33	0.25	0.29
	V media, V incidente	4.00	0.36	0.42
	V media	5.00	0.57	0.66
	V incidente	5.33	0.64	0.75

### **2.2.2.- Representación gráfica**

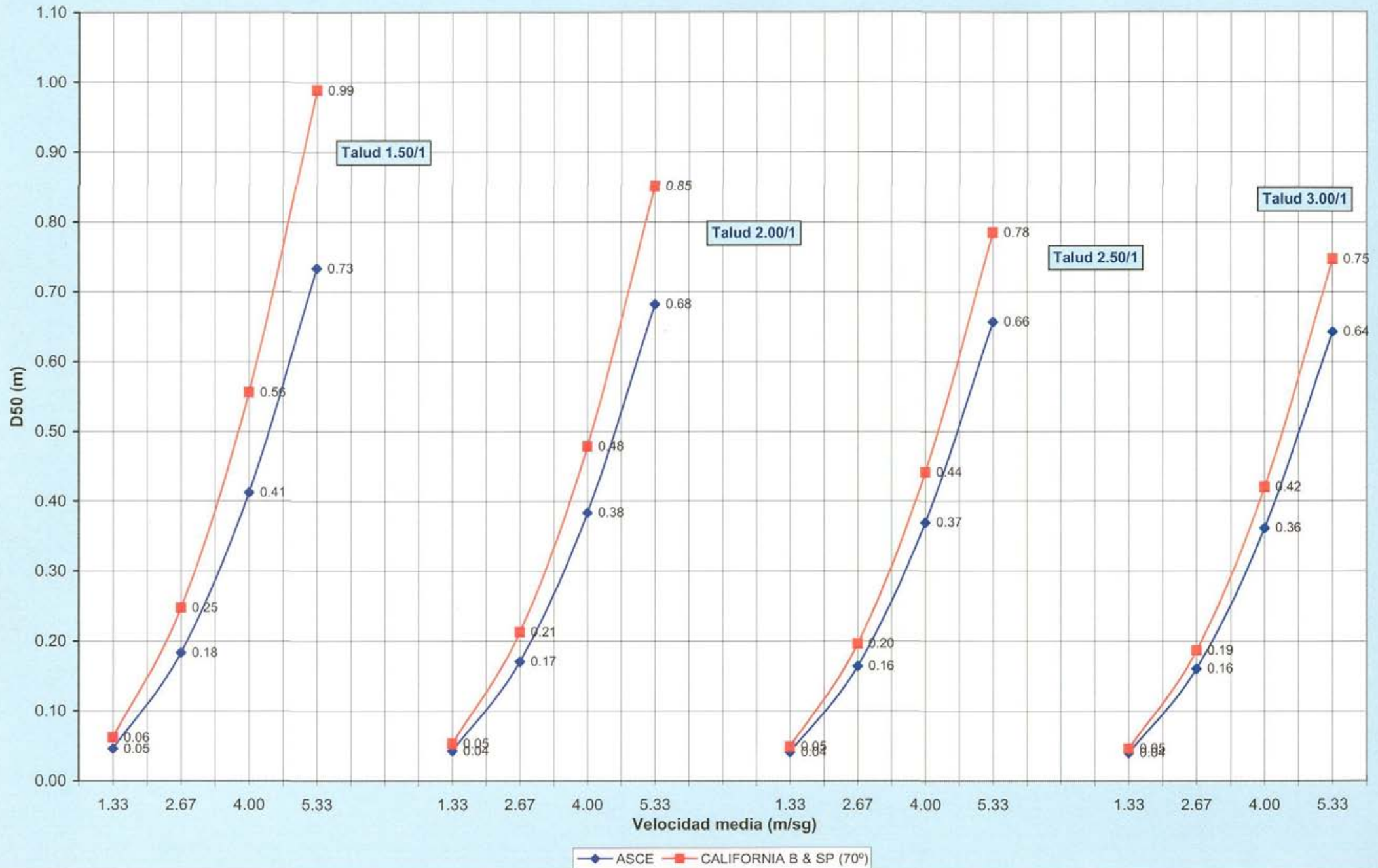
### **A) Velocidad media**

**GRUPO B**  
**MÉTODOS: ASCE / CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION**  
**VELOCIDAD MEDIA**



## **B) Flujo incidente**

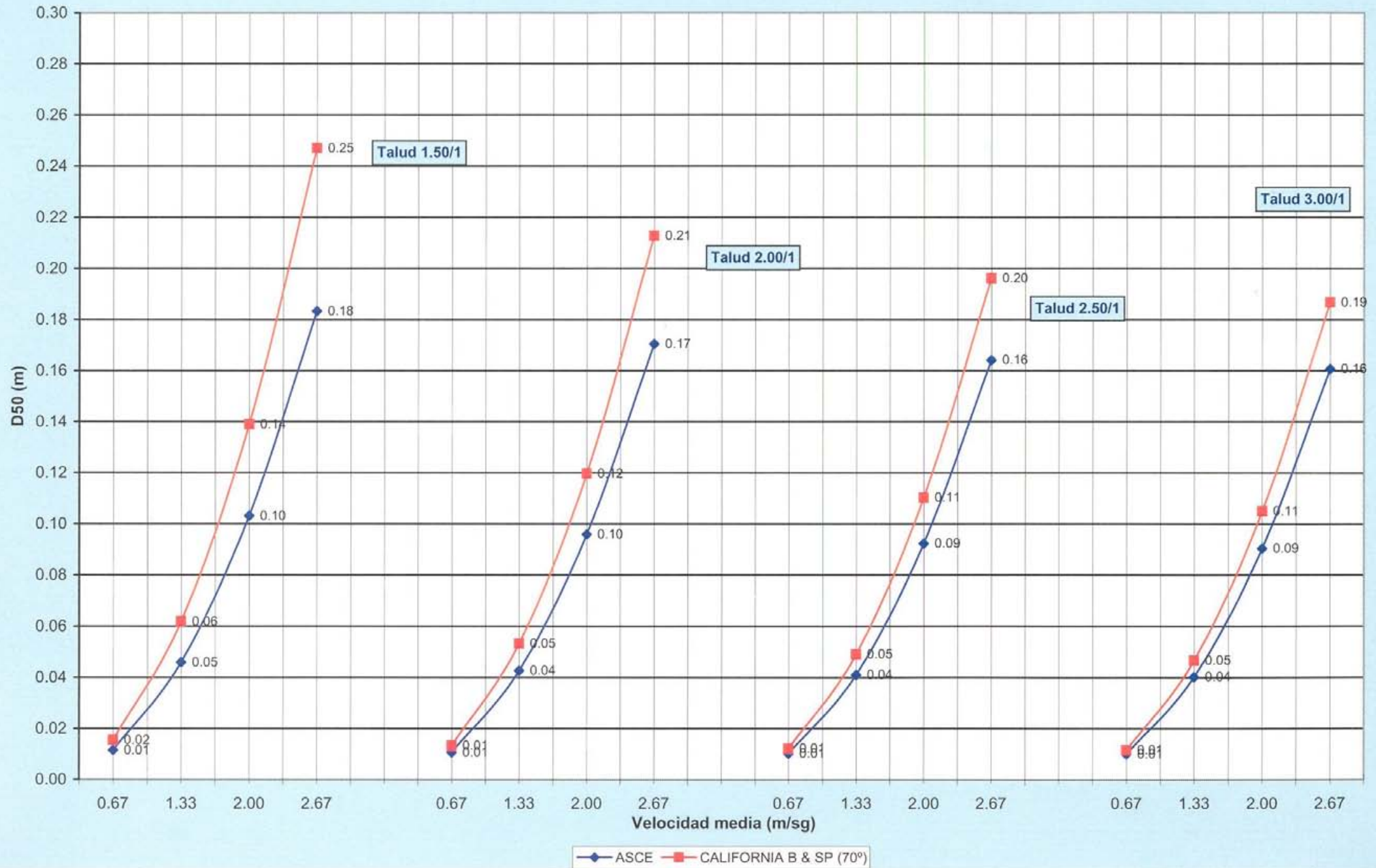
**GRUPO B**  
**MÉTODOS: ASCE / CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION**  
**FLUJO INCIDENTE**



### **C) Flujo tangencial**

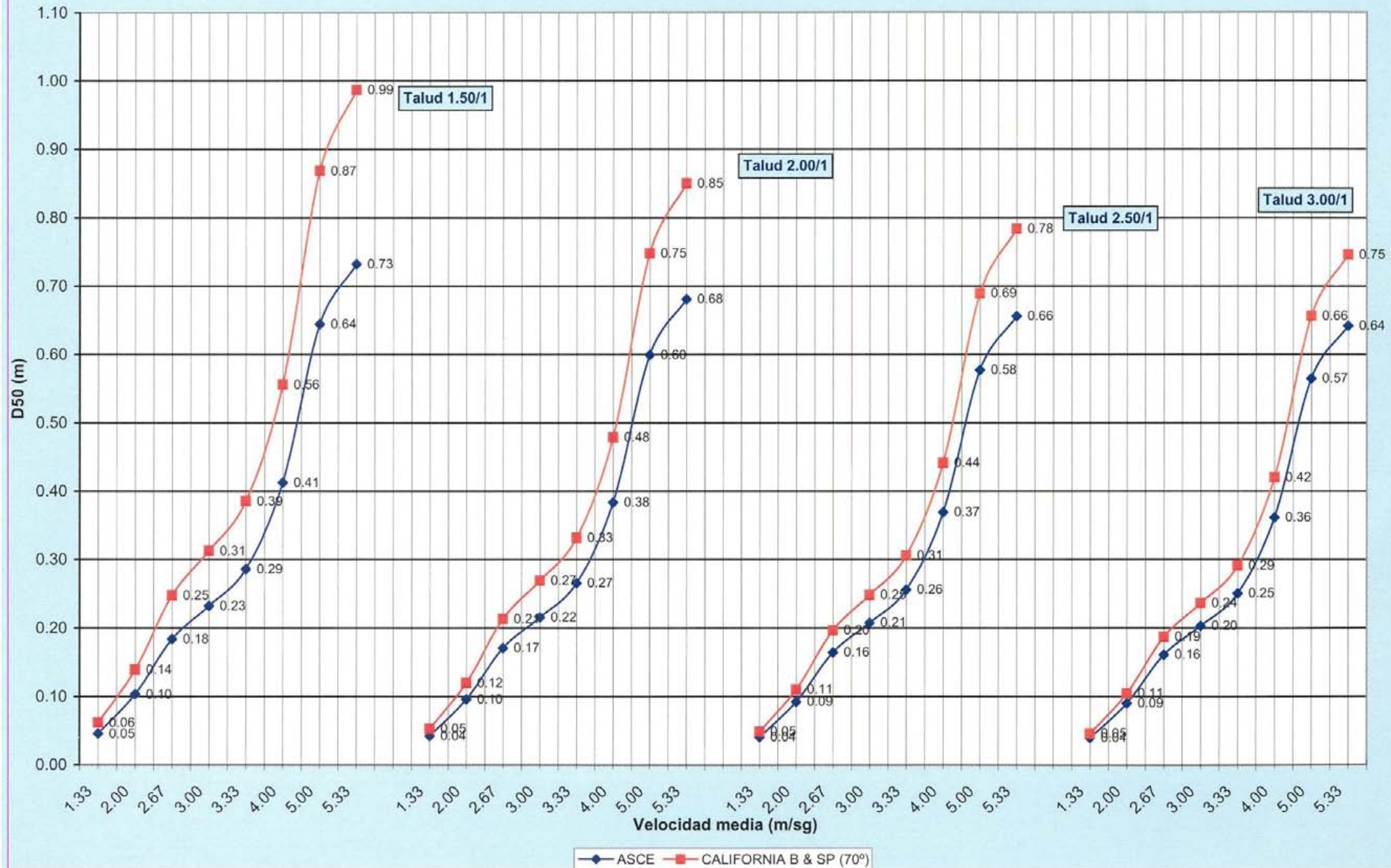


GRUPO B  
MÉTODOS: ASCE / CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION  
FLUJO TANGENCIAL



## **D) Datos completos**

**GRUPO B**  
**MÉTODOS: ASCE / CALIFORNIA BANK AND SHORE PROTECTION**  
**DATOS COMPLETOS**



### **2.3.- Grupo C**

## 2.3.- Grupo C

Los métodos incluidos dentro de este grupo son:

- Método del Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers – versión de 1994)
- Método de la Hydraulic Engineering Circular nº 11 (HEC-11)
- Método de Pilarczyk
- Método de Simons y Senturk

Las características comunes de estos son las siguientes:

- El resultado final obtenido (tamaño de la piedra) es función de los siguientes parámetros: velocidad de la corriente, calado del flujo e inclinación de los taludes del canal.
- En tres de ellos (USCOE, HEC-11 y Simons y Senturk) se puede obtener además el valor del Coeficiente de Seguridad ( $SF$ ) para cada tamaño de piedra obtenido.
- Solamente uno de ellos, el del USCOE, tiene en cuenta el efecto de las curvas en el cálculo mediante el coeficiente  $C_v$ , el cuál es función de la relación entre el radio de curvatura y la anchura de la lámina de agua en el tramo curvo.

Al realizar la comparación de los resultados obtenidos por los cuatro métodos, se ha tenido en cuenta lo siguiente:

- El valor del Coeficiente de Seguridad en los métodos que lo contemplan
- Se han comparado, tanto analítica como gráficamente, únicamente los cálculos correspondientes a tres valores del Coeficiente de Seguridad (  $SF = 1.20$ ;  $SF = 1.35$  y  $SF = 1.50$  ), debido tanto a razones de simplificación como a ser estos unos de los valores más normales adoptados en el dimensionamiento real de protecciones de escollera.

### **2.3.1.- Comparación de los resultados obtenidos y representación gráfica**

### **I) GRUPO C-1**

**Parámetros fijos : *Talud, SF***

## TABLAS DE RESULTADOS OBTENIDOS



**GRUPO C-1: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.20****TALUD : 1.50 / 1**

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.00	1.00	0.02	0.03	0.02	0.02	0.20
	2.00	0.12	0.18	0.13	0.12	
	3.00	0.32	0.49	0.45	0.34	
	4.00	0.66	1.02	1.06	0.72	
2.00	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	0.12
	2.00	0.10	0.15	0.09	0.10	
	3.00	0.27	0.42	0.32	0.28	
	4.00	0.56	0.85	0.75	0.58	
3.00	1.00	0.02	0.02	0.01	0.02	0.10
	2.00	0.09	0.14	0.08	0.09	1.06
	3.00	0.25	0.38	0.26	0.25	
	4.00	0.50	0.77	0.61	0.52	
4.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.02	0.08
	2.00	0.08	0.13	0.07	0.09	0.79
	3.00	0.23	0.35	0.22	0.24	
	4.00	0.47	0.72	0.53	0.48	

**GRUPO C-1: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.20****TALUD : 2.00 / 1**

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.00	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	
	2.00	0.09	0.12	0.08	0.08	
	3.00	0.25	0.32	0.26	0.22	
	4.00	0.51	0.65	0.62	0.46	
2.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.10	0.06	0.07	0.07
	3.00	0.21	0.27	0.19	0.18	0.25
	4.00	0.43	0.55	0.44	0.37	0.80
3.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.09	0.05	0.06	0.06
	3.00	0.19	0.24	0.15	0.16	0.19
	4.00	0.39	0.50	0.36	0.34	0.52
4.00	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01
	2.00	0.06	0.08	0.04	0.06	0.05
	3.00	0.18	0.23	0.13	0.15	0.16
	4.00	0.36	0.46	0.31	0.31	0.41

**GRUPO C-1: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**

SF = 1.20

TALUD : 2.50 / 1

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.10	0.06	0.07	0.06
	3.00	0.22	0.27	0.22	0.19	0.24
	4.00	0.46	0.56	0.52	0.39	1.33
2.00	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.08	0.05	0.06	0.04
	3.00	0.19	0.23	0.15	0.16	0.14
	4.00	0.39	0.47	0.36	0.32	0.38
3.00	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01
	2.00	0.06	0.07	0.04	0.05	0.03
	3.00	0.17	0.21	0.13	0.14	0.11
	4.00	0.35	0.42	0.30	0.29	0.27
4.00	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00
	2.00	0.06	0.07	0.03	0.05	0.03
	3.00	0.16	0.19	0.11	0.13	0.09
	4.00	0.33	0.39	0.26	0.27	0.23

**GRUPO C-1: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**

SF = 1.20

TALUD : 3.00 / 1

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.09	0.06	0.06	0.04
	3.00	0.22	0.25	0.20	0.17	0.17
	4.00	0.44	0.51	0.47	0.36	0.65
2.00	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00
	2.00	0.07	0.08	0.04	0.05	0.03
	3.00	0.18	0.21	0.14	0.14	0.11
	4.00	0.37	0.43	0.33	0.29	0.28
3.00	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00
	2.00	0.06	0.07	0.03	0.05	0.03
	3.00	0.16	0.19	0.11	0.13	0.09
	4.00	0.34	0.39	0.27	0.26	0.21
4.00	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00
	2.00	0.06	0.06	0.03	0.04	0.02
	3.00	0.15	0.18	0.10	0.12	0.08
	4.00	0.31	0.36	0.23	0.25	0.18

**GRUPO C-1: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.35****TALUD : 1.50 / 1**

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.00	1.00	0.02	0.04	0.02	0.02	
	2.00	0.13	0.20	0.16	0.12	
	3.00	0.36	0.56	0.53	0.34	
	4.00	0.75	1.14	1.26	0.72	
2.00	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	
	2.00	0.11	0.17	0.11	0.10	
	3.00	0.31	0.47	0.38	0.28	
	4.00	0.63	0.96	0.89	0.58	
3.00	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	
	2.00	0.10	0.15	0.09	0.09	
	3.00	0.28	0.42	0.31	0.25	
	4.00	0.57	0.87	0.73	0.52	
4.00	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	
	2.00	0.09	0.14	0.08	0.09	
	3.00	0.26	0.39	0.27	0.24	
	4.00	0.53	0.81	0.63	0.48	

**GRUPO C-1: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.35****TALUD : 2.00 / 1**

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.00	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.02
	2.00	0.10	0.13	0.09	0.08	0.23
	3.00	0.28	0.36	0.31	0.22	
	4.00	0.58	0.74	0.75	0.46	
2.00	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.02
	2.00	0.09	0.11	0.07	0.07	0.14
	3.00	0.24	0.30	0.22	0.18	0.60
	4.00	0.49	0.62	0.53	0.37	
3.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.10	0.05	0.06	0.11
	3.00	0.21	0.27	0.18	0.16	0.40
	4.00	0.44	0.56	0.43	0.34	1.32
4.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.09	0.05	0.06	0.09
	3.00	0.20	0.25	0.16	0.15	0.33
	4.00	0.41	0.52	0.37	0.31	0.93

**GRUPO C-1: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**

SF = 1.35

TALUD : 2.50 / 1

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.00	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.09	0.11	0.08	0.07	0.09
	3.00	0.25	0.31	0.26	0.19	0.42
	4.00	0.52	0.63	0.62	0.39	
2.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.09	0.05	0.06	0.06
	3.00	0.21	0.26	0.18	0.16	0.21
	4.00	0.44	0.53	0.44	0.32	0.64
3.00	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.08	0.04	0.05	0.05
	3.00	0.19	0.23	0.15	0.14	0.16
	4.00	0.39	0.48	0.36	0.29	0.43
4.00	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01
	2.00	0.06	0.08	0.04	0.05	0.04
	3.00	0.18	0.22	0.13	0.13	0.14
	4.00	0.37	0.44	0.31	0.27	0.35

**GRUPO C-1: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**

SF = 1.35

TALUD : 3.00 / 1

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.00	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.09	0.10	0.07	0.06	0.06
	3.00	0.24	0.28	0.24	0.17	0.26
	4.00	0.50	0.58	0.56	0.36	
2.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.09	0.05	0.05	0.04
	3.00	0.20	0.24	0.17	0.14	0.15
	4.00	0.42	0.49	0.40	0.29	0.41
3.00	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.08	0.04	0.05	0.04
	3.00	0.18	0.21	0.14	0.13	0.12
	4.00	0.38	0.44	0.32	0.26	0.29
4.00	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01
	2.00	0.06	0.07	0.03	0.04	0.03
	3.00	0.17	0.20	0.12	0.12	0.10
	4.00	0.35	0.41	0.28	0.25	0.24



**GRUPO C-1: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.50****TALUD : 1.50 / 1**

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.00	1.00	0.03	0.04	0.02	0.02	
	2.00	0.15	0.22	0.19	0.12	
	3.00	0.40	0.62	0.62	0.34	
	4.00	0.83	1.27	1.48	0.72	
2.00	1.00	0.02	0.03	0.02	0.02	
	2.00	0.12	0.19	0.13	0.10	
	3.00	0.34	0.52	0.44	0.28	
	4.00	0.70	1.07	1.05	0.58	
3.00	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	
	2.00	0.11	0.17	0.11	0.09	
	3.00	0.31	0.47	0.36	0.25	
	4.00	0.63	0.96	0.85	0.52	
4.00	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	
	2.00	0.10	0.16	0.09	0.09	
	3.00	0.29	0.44	0.31	0.24	
	4.00	0.59	0.90	0.74	0.48	

**GRUPO C-1: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.50****TALUD : 2.00 / 1**

CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.00	1.00	0.02	0.03	0.01	0.01	0.06
	2.00	0.11	0.14	0.11	0.08	
	3.00	0.31	0.40	0.37	0.22	
	4.00	0.64	0.82	0.87	0.46	
2.00	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.04
	2.00	0.10	0.12	0.08	0.07	0.44
	3.00	0.26	0.33	0.26	0.18	
	4.00	0.54	0.69	0.62	0.37	
3.00	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.04
	2.00	0.09	0.11	0.06	0.06	0.31
	3.00	0.24	0.30	0.21	0.16	
	4.00	0.49	0.62	0.50	0.34	
4.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.03
	2.00	0.08	0.10	0.05	0.06	0.26
	3.00	0.22	0.28	0.18	0.15	1.13
	4.00	0.45	0.58	0.44	0.31	

**GRUPO C-1: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.50****TALUD : 2.50 / 1**

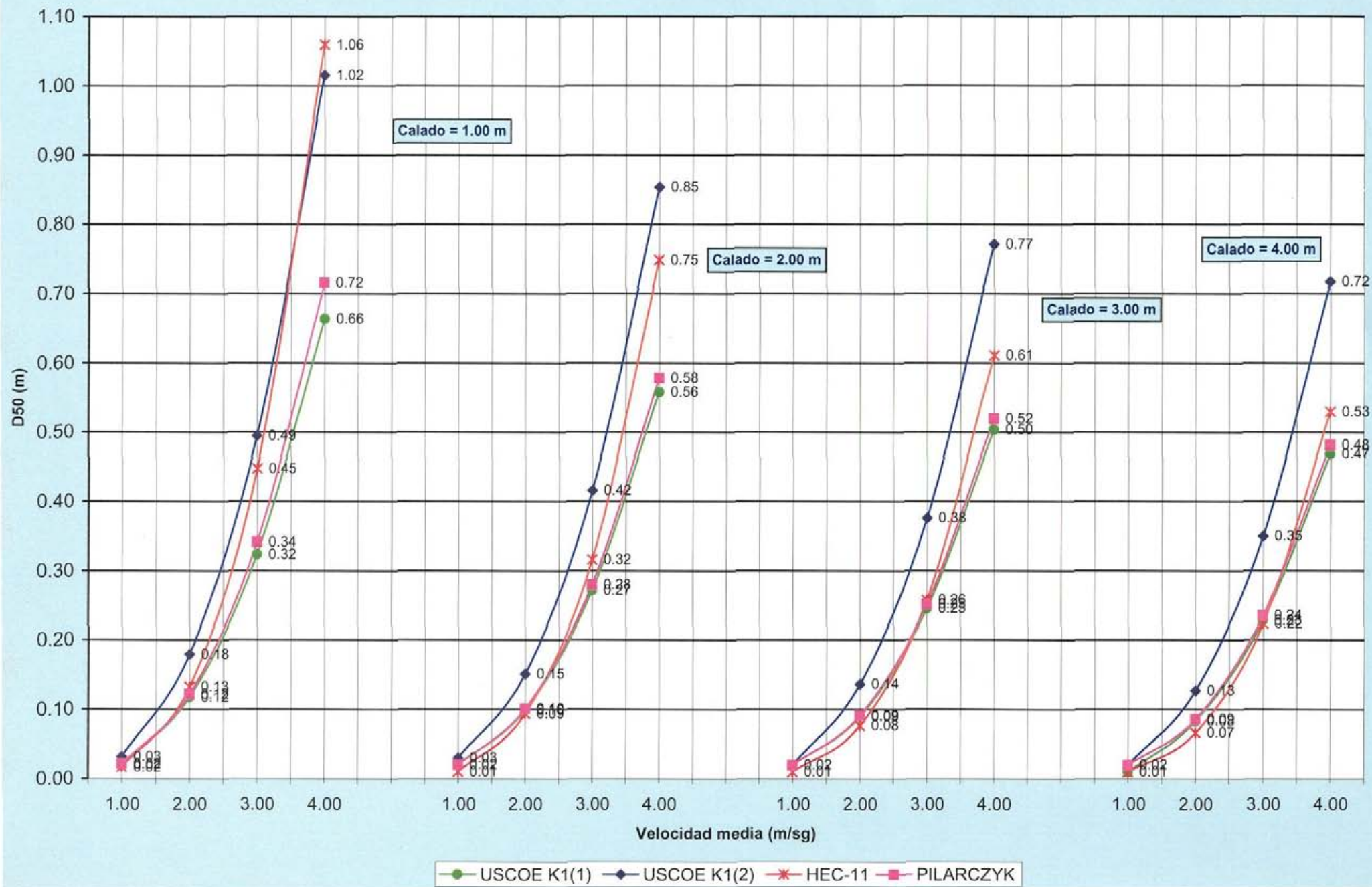
CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.00	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.02
	2.00	0.10	0.12	0.09	0.07	0.14
	3.00	0.28	0.34	0.30	0.19	1.05
	4.00	0.58	0.70	0.72	0.39	
2.00	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.09	0.10	0.06	0.06	0.09
	3.00	0.24	0.29	0.22	0.16	0.35
	4.00	0.48	0.59	0.51	0.32	1.33
3.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.09	0.05	0.05	0.07
	3.00	0.21	0.26	0.18	0.14	0.26
	4.00	0.44	0.53	0.42	0.29	0.74
4.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.09	0.05	0.05	0.06
	3.00	0.20	0.24	0.15	0.13	0.22
	4.00	0.41	0.49	0.36	0.27	0.57

**GRUPO C-1: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.50****TALUD : 3.00 / 1**

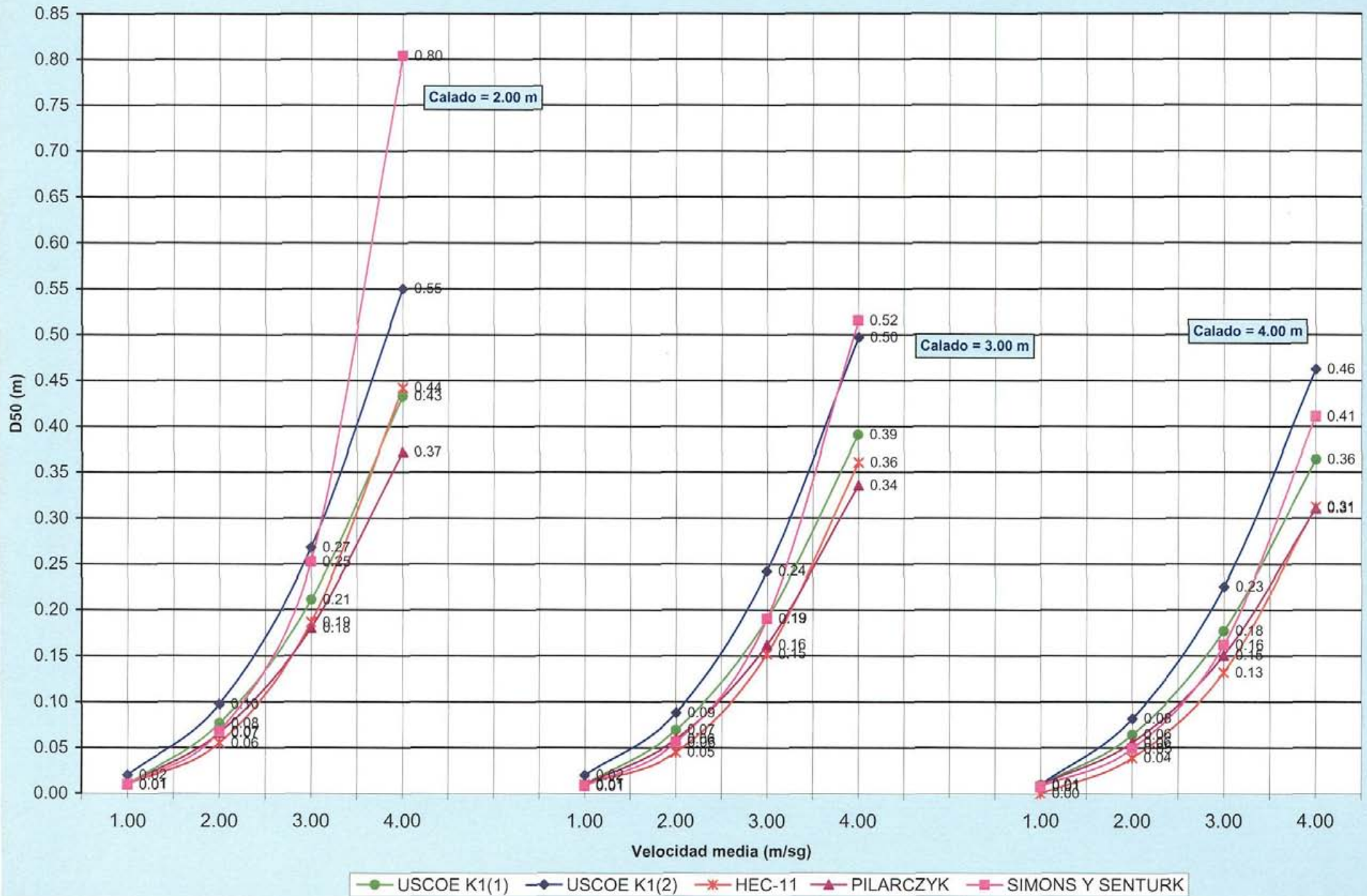
CALADO (m)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.00	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.10	0.11	0.08	0.06	0.08
	3.00	0.27	0.31	0.28	0.17	0.41
	4.00	0.55	0.64	0.65	0.36	
2.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.10	0.06	0.05	0.06
	3.00	0.23	0.26	0.20	0.14	0.21
	4.00	0.47	0.54	0.46	0.29	0.62
3.00	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.09	0.05	0.05	0.05
	3.00	0.21	0.24	0.16	0.13	0.16
	4.00	0.42	0.49	0.38	0.26	0.42
4.00	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.08	0.04	0.04	0.04
	3.00	0.19	0.22	0.14	0.12	0.14
	4.00	0.39	0.45	0.33	0.25	0.34

## REPRESENTACIÓN GRÁFICA

**GRUPO C-1**  
**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**  
**TALUD: 1.50 / 1 SF = 1.20**

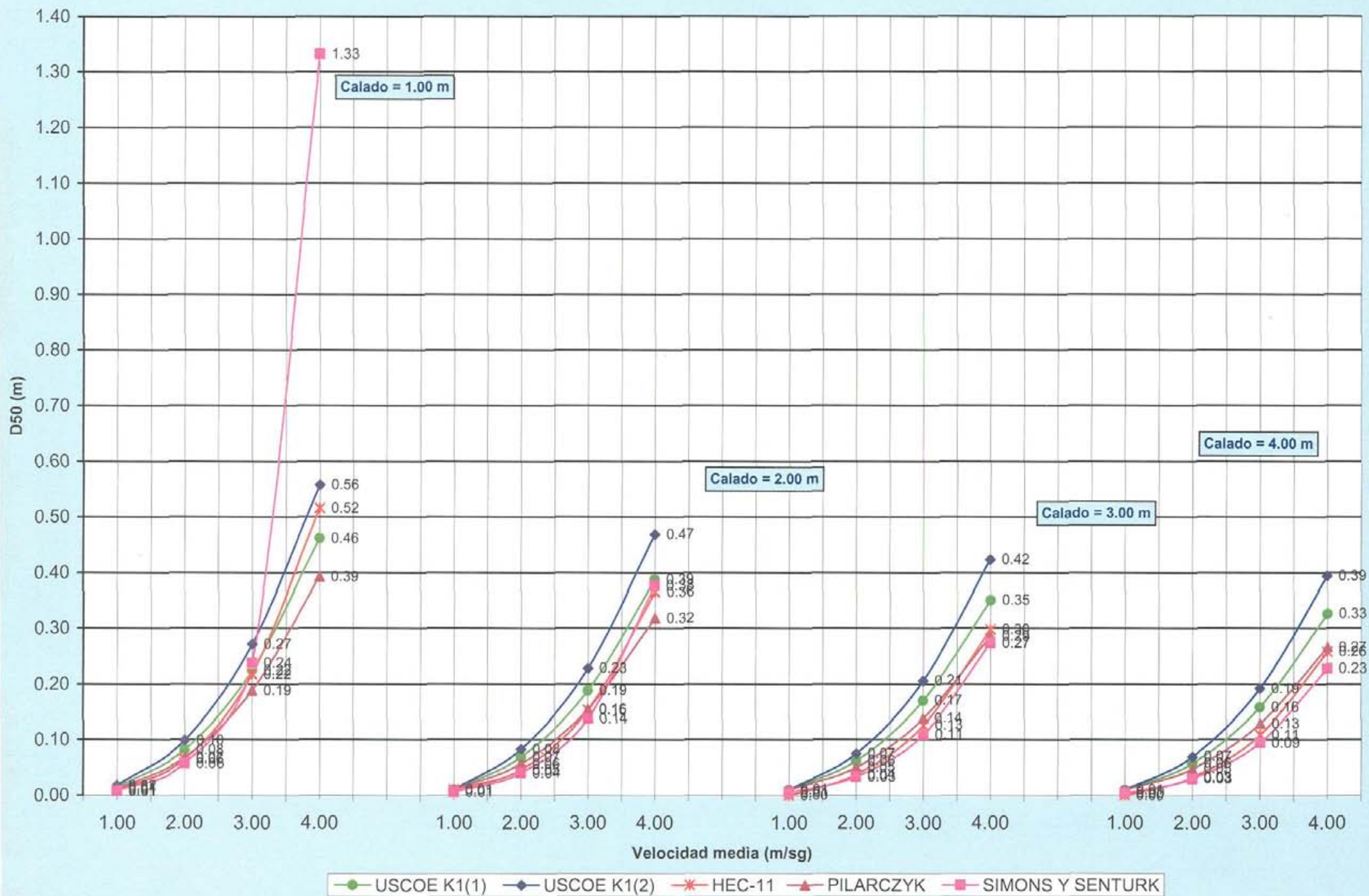


GRUPO C-1  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD: 2.00 / 1 SF = 1.20



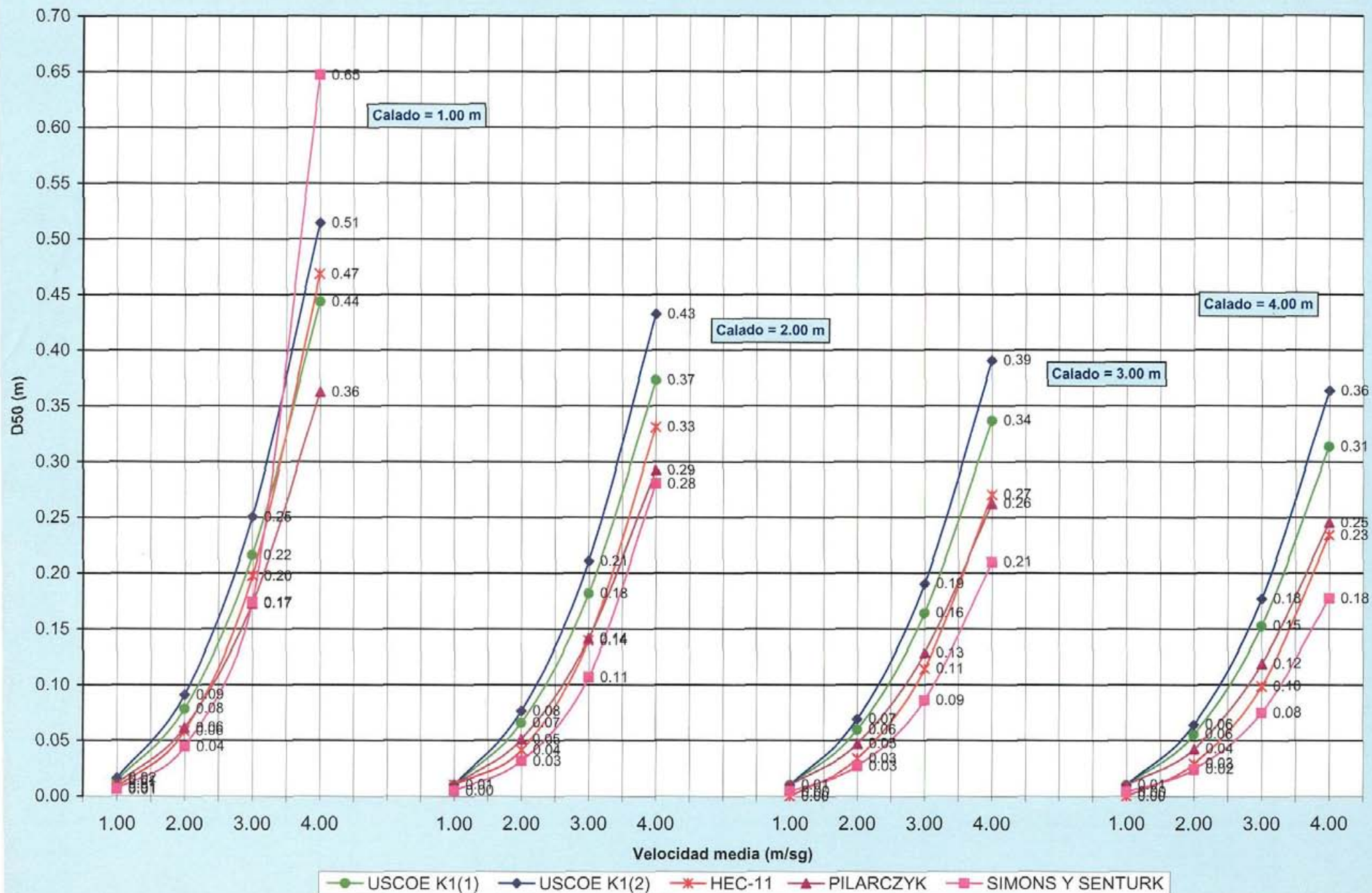


**GRUPO C-1**  
**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**  
**TALUD: 2.50 / 1 SF = 1.20**

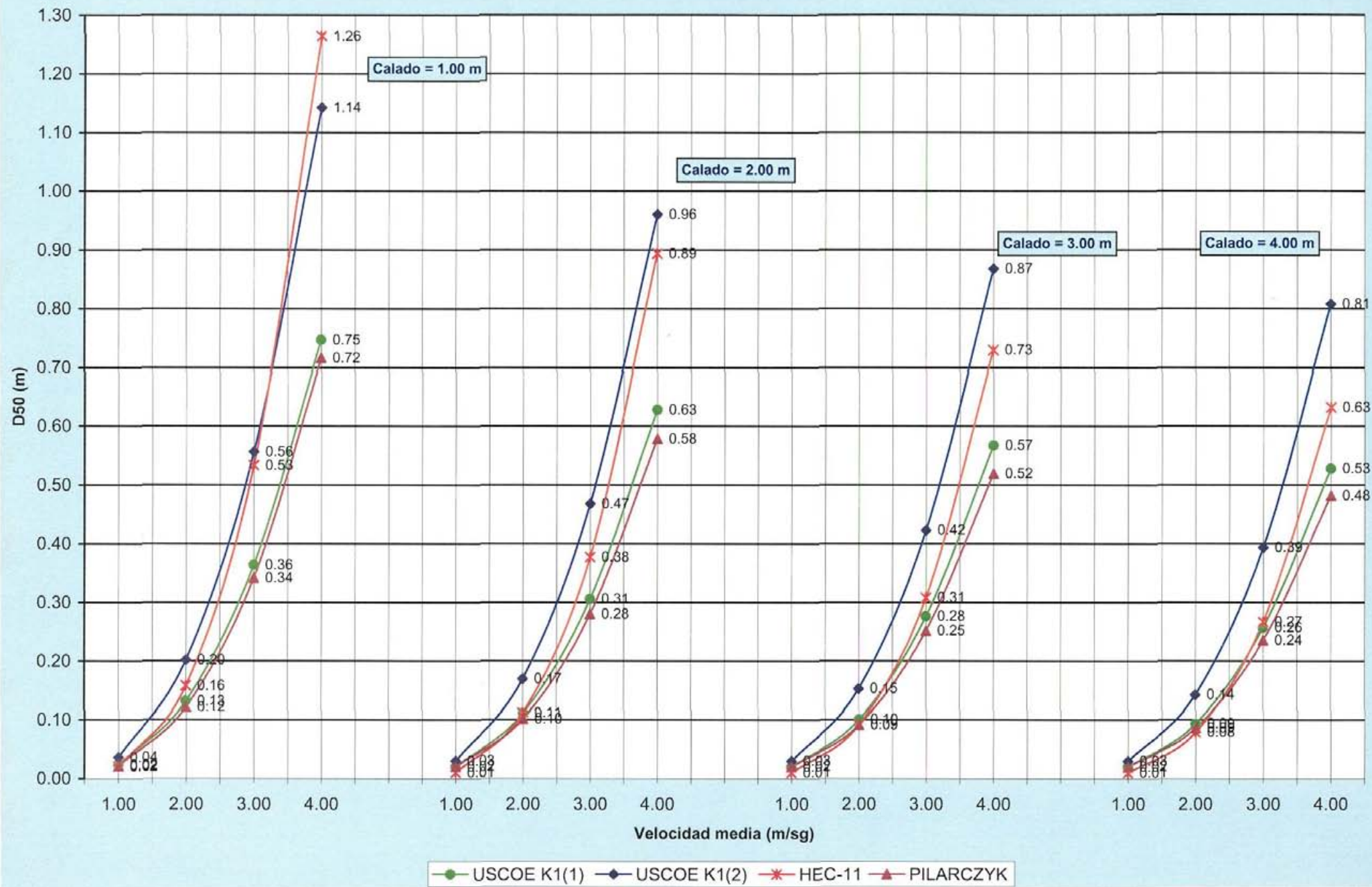




**GRUPO C-1**  
**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**  
**TALUD: 3.00 / 1 SF = 1.20**

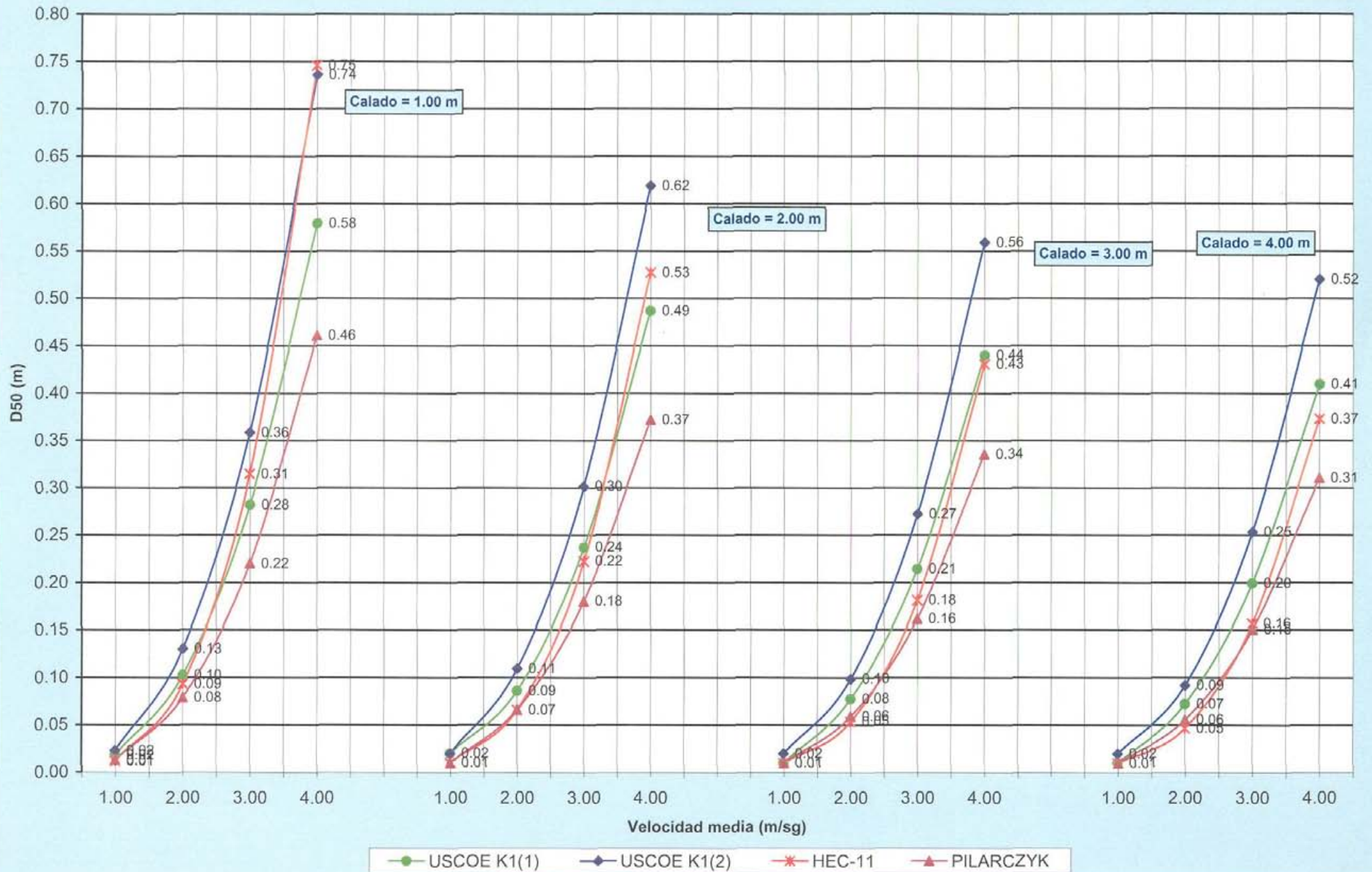


**GRUPO C-1**  
**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**  
**TALUD: 1.50 / 1 SF = 1.35**

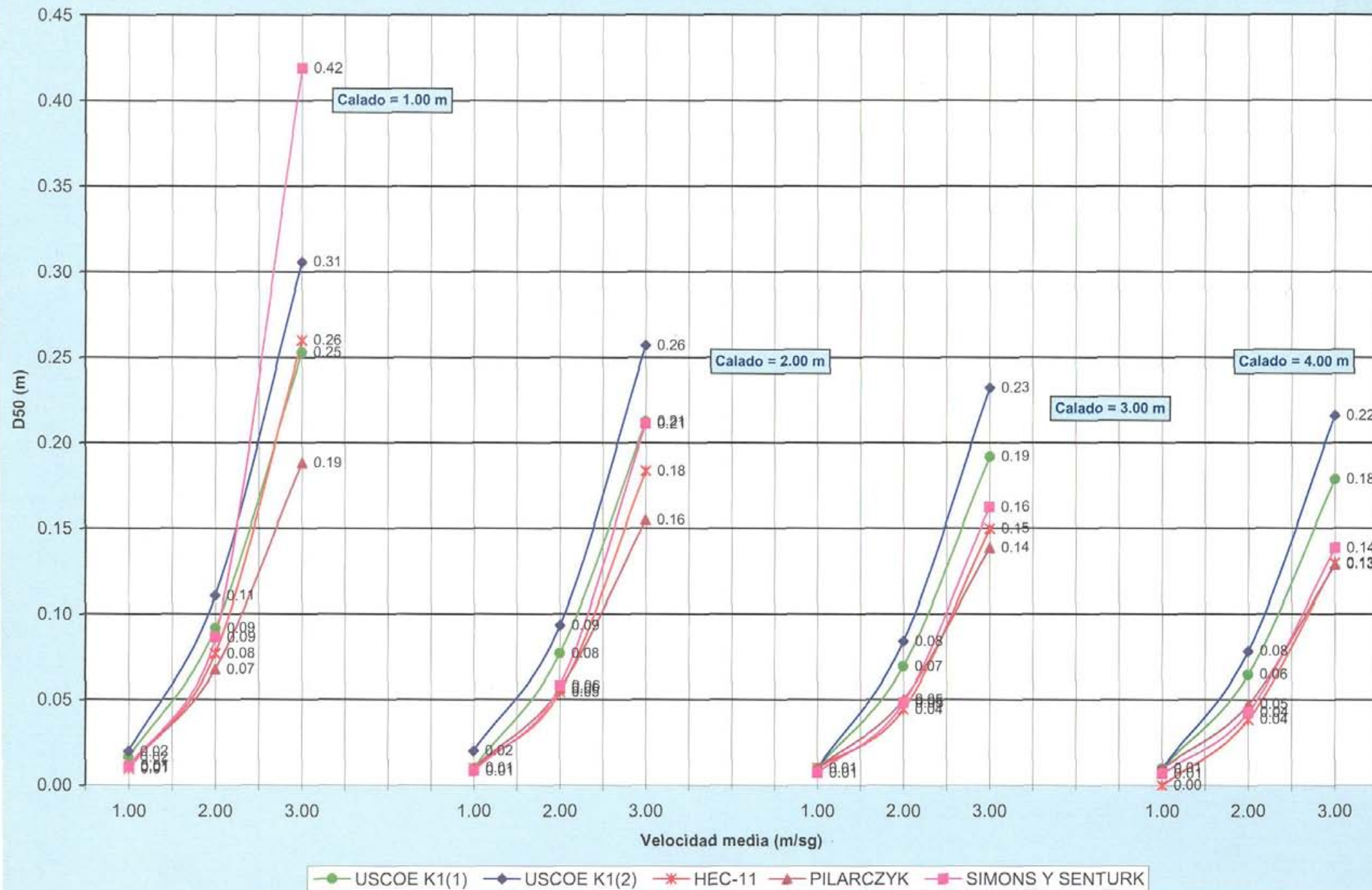




**GRUPO C-1**  
**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**  
**TALUD: 2.00 / 1 SF = 1.35**

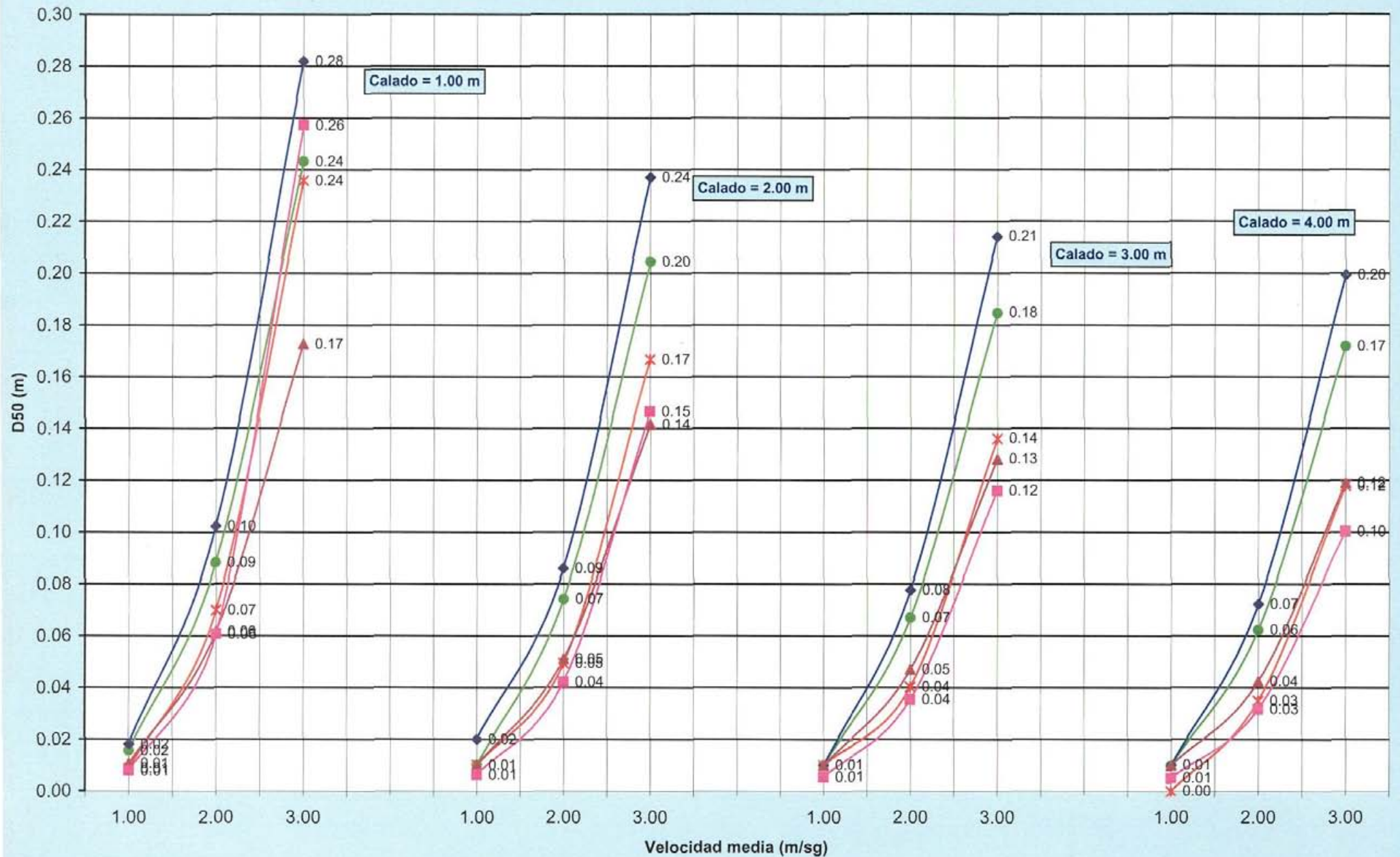


**GRUPO C-1**  
**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**  
**TALUD: 2.50 / 1 SF = 1.35**



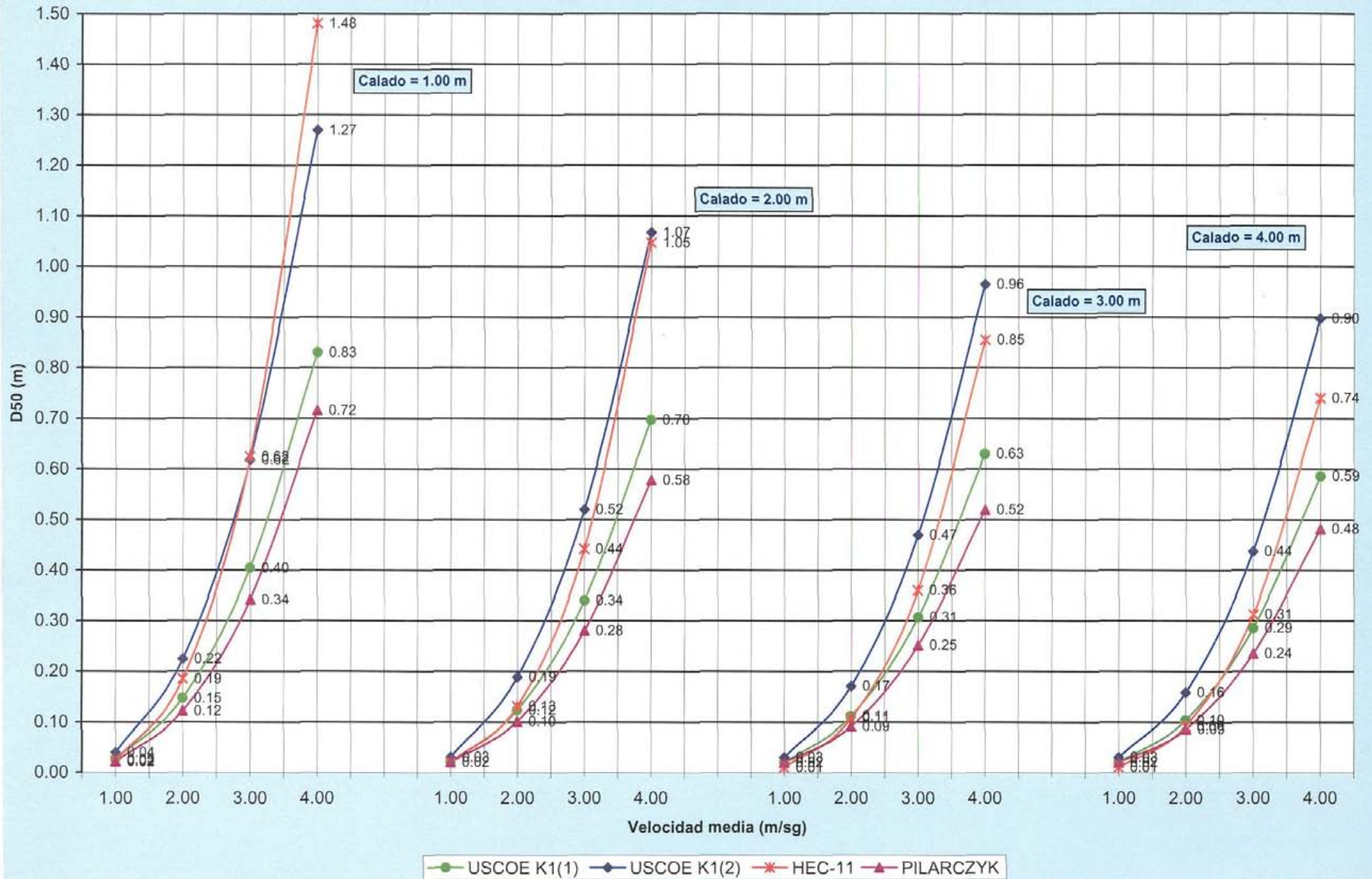


**GRUPO C-1**  
**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**  
**TALUD: 3.00 / 1 SF = 1.35**



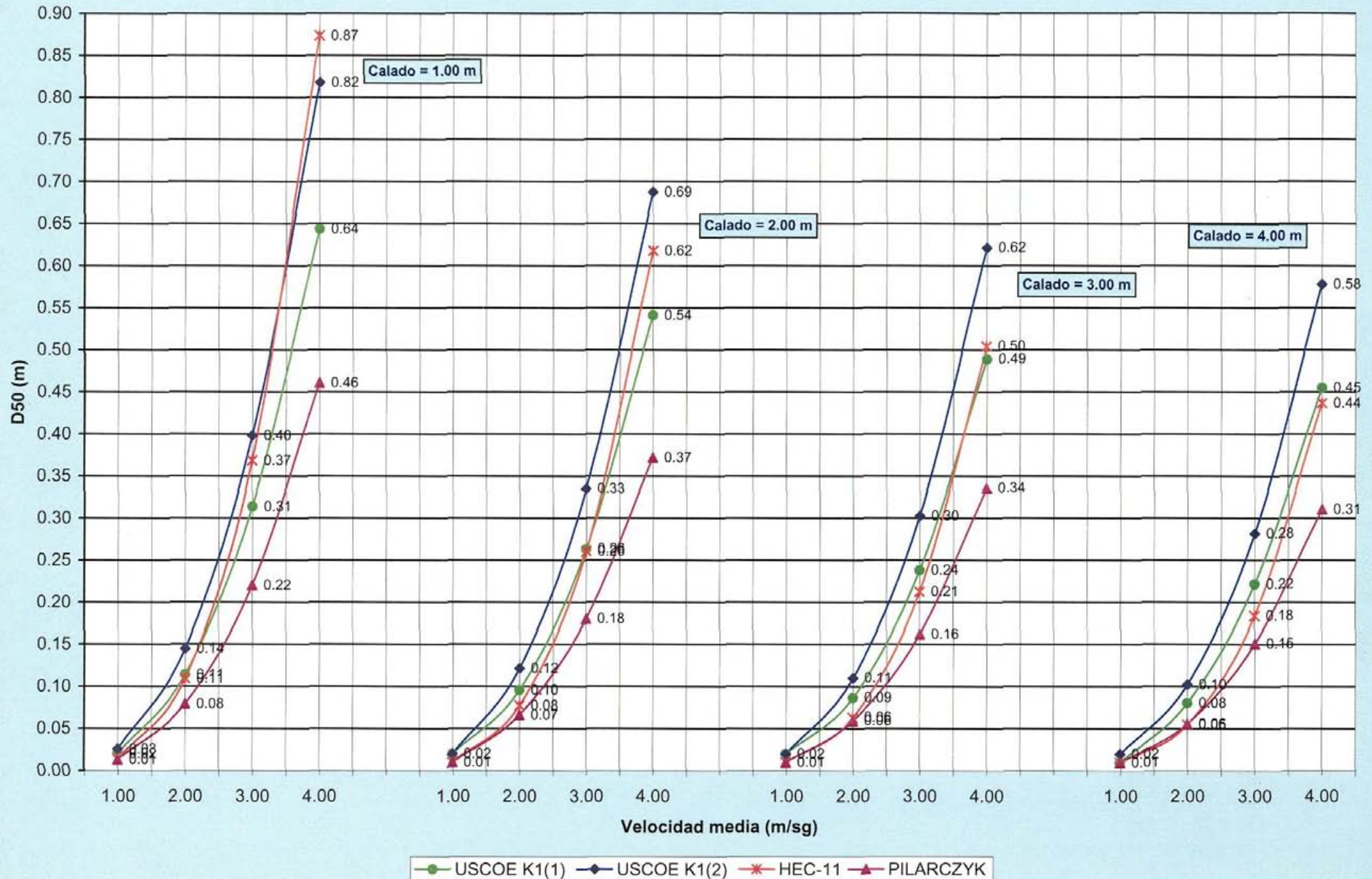
● USCOE K1(1)   
 ◆ USCOE K1(2)   
 ✱ HEC-11   
 ▲ PILARCZYK   
 ■ SIMONS Y SENTURK

**GRUPO C-1**  
**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**  
**TALUD: 1.50 / 1 SF = 1.50**

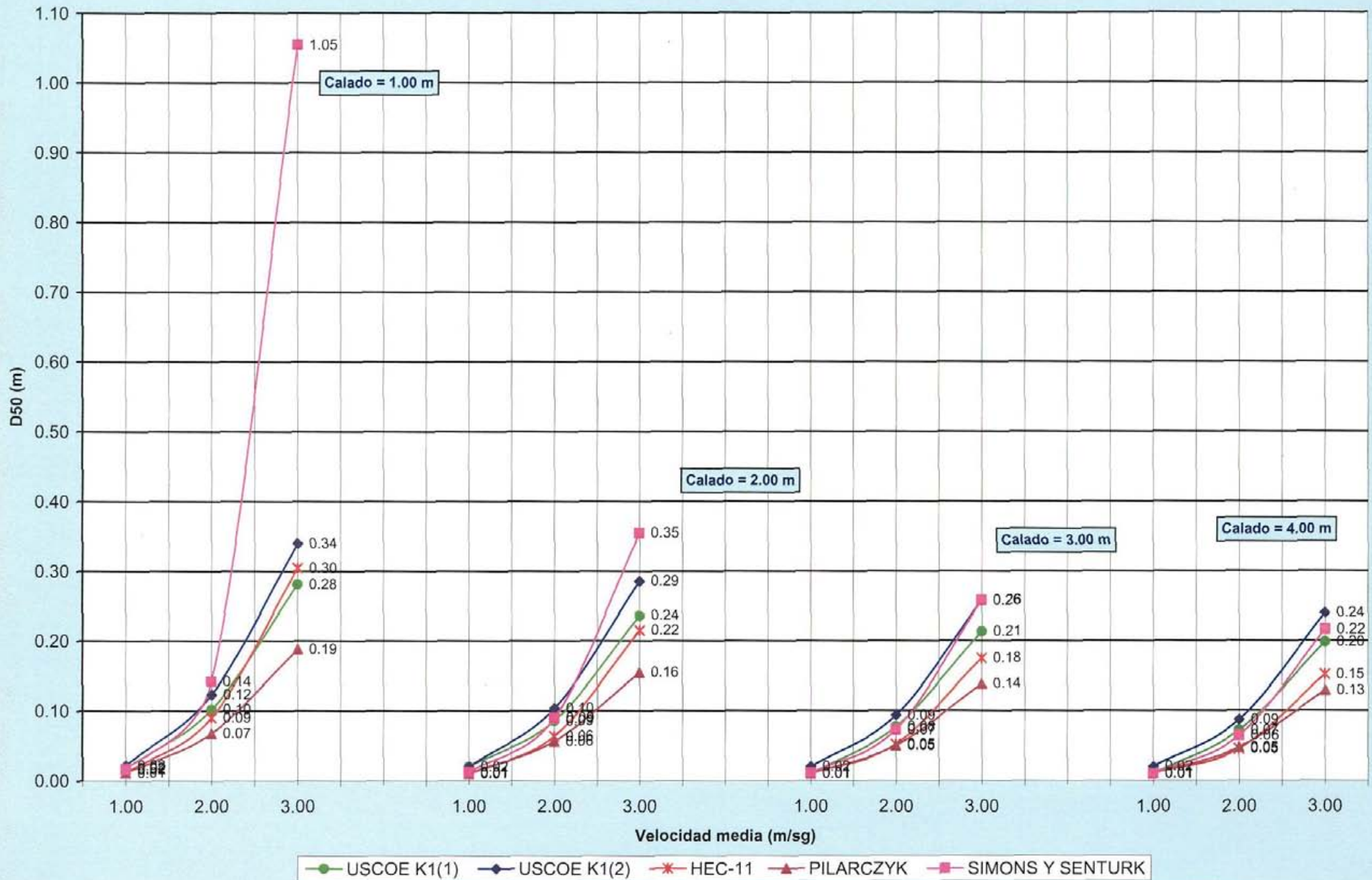




**GRUPO C-1**  
**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**  
**TALUD: 2.00 / 1 SF = 1.50**

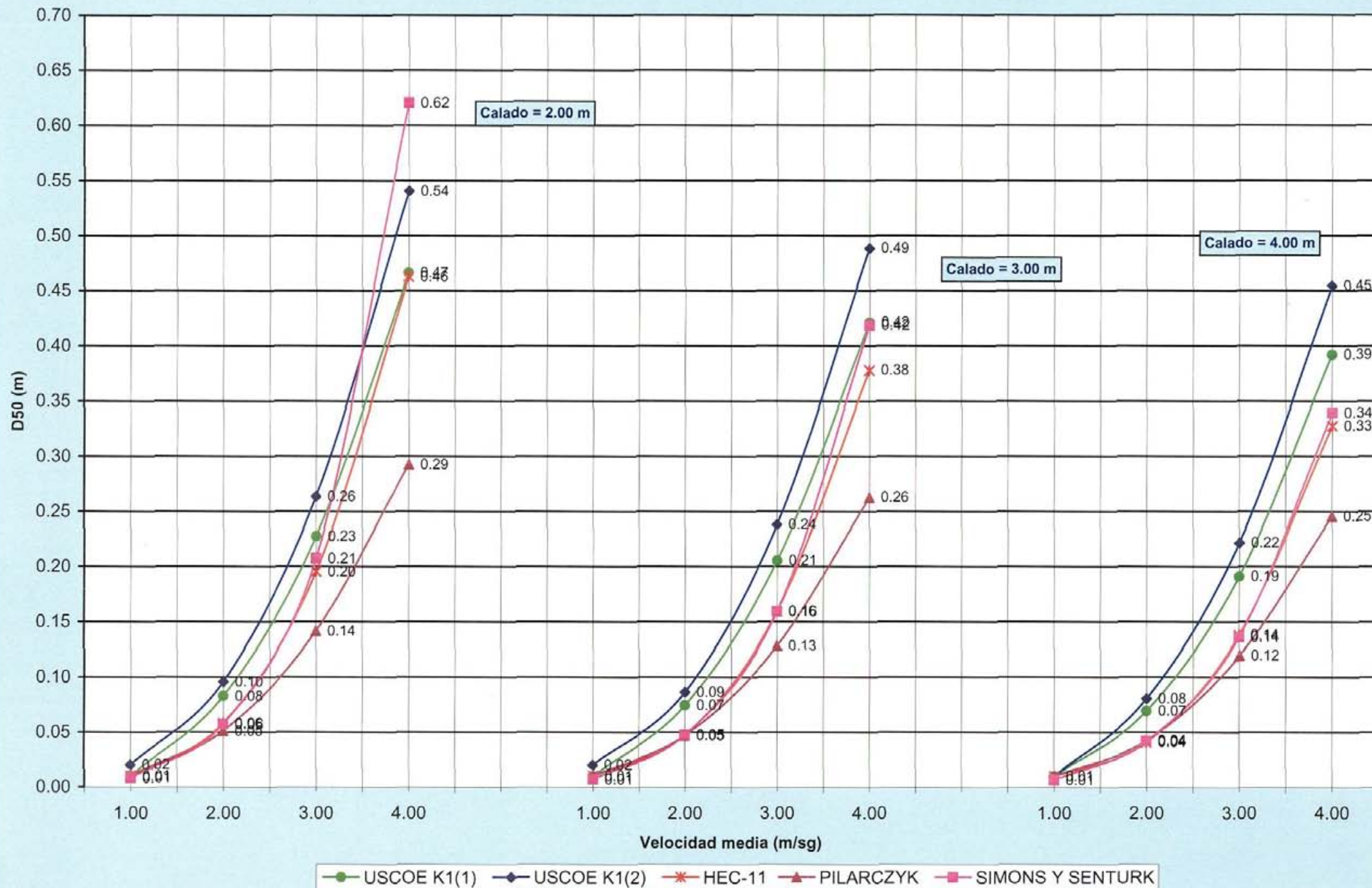


**GRUPO C-1**  
**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**  
**TALUD: 2.50 / 1 SF = 1.50**





**GRUPO C-1**  
**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**  
**TALUD: 3.00 / 1 SF = 1.50**



## **II) GRUPO C-2**

**Parámetros fijos : *calado, SF***

## TABLAS DE RESULTADOS OBTENIDOS

**GRUPO C-2: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.20****CALADO = 1.00 m**

TALUD (H/V)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.50/1	1.00	0.02	0.03	0.02	0.02	0.20
	2.00	0.12	0.18	0.13	0.12	
	3.00	0.32	0.49	0.45	0.34	
	4.00	0.66	1.02	1.06	0.72	
2.00/1	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.09	0.12	0.08	0.08	0.10
	3.00	0.25	0.32	0.26	0.22	0.54
	4.00	0.51	0.65	0.62	0.46	
2.50/1	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.10	0.06	0.07	0.06
	3.00	0.22	0.27	0.22	0.19	0.24
	4.00	0.46	0.56	0.52	0.39	1.33
3.00/1	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.09	0.06	0.06	0.04
	3.00	0.22	0.25	0.20	0.17	0.17
	4.00	0.44	0.51	0.47	0.36	0.65

**GRUPO C-2: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.20****CALADO = 2.00 m**

TALUD (H/V)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.50/1	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	0.12
	2.00	0.10	0.15	0.09	0.10	
	3.00	0.27	0.42	0.32	0.28	
	4.00	0.56	0.85	0.75	0.58	
2.00/1	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.10	0.06	0.07	0.07
	3.00	0.21	0.27	0.19	0.18	0.25
	4.00	0.43	0.55	0.44	0.37	0.80
2.50/1	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.08	0.05	0.06	0.04
	3.00	0.19	0.23	0.15	0.16	0.14
	4.00	0.39	0.47	0.36	0.32	0.38
3.00/1	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00
	2.00	0.07	0.08	0.04	0.05	0.03
	3.00	0.18	0.21	0.14	0.14	0.11
	4.00	0.37	0.43	0.33	0.29	0.28

**GRUPO C-2: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.20****CALADO = 3.00 m**

TALUD (H/V)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.50/1	1.00	0.02	0.02	0.01	0.02	0.10
	2.00	0.09	0.14	0.08	0.09	1.06
	3.00	0.25	0.38	0.26	0.25	
	4.00	0.50	0.77	0.61	0.52	
2.00/1	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.09	0.05	0.06	0.06
	3.00	0.19	0.24	0.15	0.16	0.19
	4.00	0.39	0.50	0.36	0.34	0.52
2.50/1	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01
	2.00	0.06	0.07	0.04	0.05	0.03
	3.00	0.17	0.21	0.13	0.14	0.11
	4.00	0.35	0.42	0.30	0.29	0.27
3.00/1	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00
	2.00	0.06	0.07	0.03	0.05	0.03
	3.00	0.16	0.19	0.11	0.13	0.09
	4.00	0.34	0.39	0.27	0.26	0.21

**GRUPO C-2: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.20****CALADO = 4.00 m**

TALUD (H/V)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.50/1	1.00	0.01	0.02	0.01	0.02	0.08
	2.00	0.08	0.13	0.07	0.09	0.79
	3.00	0.23	0.35	0.22	0.24	
	4.00	0.47	0.72	0.53	0.48	
2.00/1	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01
	2.00	0.06	0.08	0.04	0.06	0.05
	3.00	0.18	0.23	0.13	0.15	0.16
	4.00	0.36	0.46	0.31	0.31	0.41
2.50/1	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00
	2.00	0.06	0.07	0.03	0.05	0.03
	3.00	0.16	0.19	0.11	0.13	0.09
	4.00	0.33	0.39	0.26	0.27	0.23
3.00/1	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00
	2.00	0.06	0.06	0.03	0.04	0.02
	3.00	0.15	0.18	0.10	0.12	0.08
	4.00	0.31	0.36	0.23	0.25	0.18

**GRUPO C-2: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.35****CALADO = 1.00 m**

TALUD (H/V)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.50/1	1.00	0.02	0.04	0.02	0.02	
	2.00	0.13	0.20	0.16	0.12	
	3.00	0.36	0.56	0.53	0.34	
	4.00	0.75	1.14	1.26	0.72	
2.00/1	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.02
	2.00	0.10	0.13	0.09	0.08	0.23
	3.00	0.28	0.36	0.31	0.22	
	4.00	0.58	0.74	0.75	0.46	
2.50/1	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.09	0.11	0.08	0.07	0.09
	3.00	0.25	0.31	0.26	0.19	0.42
	4.00	0.52	0.63	0.62	0.39	
3.00/1	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.09	0.10	0.07	0.06	0.06
	3.00	0.24	0.28	0.24	0.17	0.26
	4.00	0.50	0.58	0.56	0.36	



**GRUPO C-2: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.35****CALADO = 2.00 m**

TALUD (H/V)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.50/1	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	
	2.00	0.11	0.17	0.11	0.10	
	3.00	0.31	0.47	0.38	0.28	
	4.00	0.63	0.96	0.89	0.58	
2.00/1	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.02
	2.00	0.09	0.11	0.07	0.07	0.14
	3.00	0.24	0.30	0.22	0.18	0.60
	4.00	0.49	0.62	0.53	0.37	
2.50/1	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.09	0.05	0.06	0.06
	3.00	0.21	0.26	0.18	0.16	0.21
	4.00	0.44	0.53	0.44	0.32	0.64
3.00/1	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.09	0.05	0.05	0.04
	3.00	0.20	0.24	0.17	0.14	0.15
	4.00	0.42	0.49	0.40	0.29	0.41

**GRUPO C-2: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.35****CALADO = 3.00 m**

TALUD (H/V)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.50/1	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	
	2.00	0.10	0.15	0.09	0.09	
	3.00	0.28	0.42	0.31	0.25	
	4.00	0.57	0.87	0.73	0.52	
2.00/1	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.10	0.05	0.06	0.11
	3.00	0.21	0.27	0.18	0.16	0.40
	4.00	0.44	0.56	0.43	0.34	1.32
2.50/1	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.08	0.04	0.05	0.05
	3.00	0.19	0.23	0.15	0.14	0.16
	4.00	0.39	0.48	0.36	0.29	0.43
3.00/1	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.08	0.04	0.05	0.04
	3.00	0.18	0.21	0.14	0.13	0.12
	4.00	0.38	0.44	0.32	0.26	0.29

**GRUPO C-2: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.35****CALADO = 4.00 m**

TALUD (H/V)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.50/1	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	
	2.00	0.09	0.14	0.08	0.09	
	3.00	0.26	0.39	0.27	0.24	
	4.00	0.53	0.81	0.63	0.48	
2.00/1	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.09	0.05	0.06	0.09
	3.00	0.20	0.25	0.16	0.15	0.33
	4.00	0.41	0.52	0.37	0.31	0.93
2.50/1	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01
	2.00	0.06	0.08	0.04	0.05	0.04
	3.00	0.18	0.22	0.13	0.13	0.14
	4.00	0.37	0.44	0.31	0.27	0.35
3.00/1	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01
	2.00	0.06	0.07	0.03	0.04	0.03
	3.00	0.17	0.20	0.12	0.12	0.10
	4.00	0.35	0.41	0.28	0.25	0.24

**GRUPO C-2: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.50****CALADO = 1.00 m**

TALUD (H/V)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.50/1	1.00	0.03	0.04	0.02	0.02	
	2.00	0.15	0.22	0.19	0.12	
	3.00	0.40	0.62	0.62	0.34	
	4.00	0.83	1.27	1.48	0.72	
2.00/1	1.00	0.02	0.03	0.01	0.01	0.06
	2.00	0.11	0.14	0.11	0.08	
	3.00	0.31	0.40	0.37	0.22	
	4.00	0.64	0.82	0.87	0.46	
2.50/1	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.02
	2.00	0.10	0.12	0.09	0.07	0.14
	3.00	0.28	0.34	0.30	0.19	1.05
	4.00	0.58	0.70	0.72	0.39	
3.00/1	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.10	0.11	0.08	0.06	0.08
	3.00	0.27	0.31	0.28	0.17	0.41
	4.00	0.55	0.64	0.65	0.36	

**GRUPO C-2: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.50****CALADO = 2.00 m**

TALUD (H/V)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.50/1	1.00	0.02	0.03	0.02	0.02	
	2.00	0.12	0.19	0.13	0.10	
	3.00	0.34	0.52	0.44	0.28	
	4.00	0.70	1.07	1.05	0.58	
2.00/1	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.04
	2.00	0.10	0.12	0.08	0.07	0.44
	3.00	0.26	0.33	0.26	0.18	
	4.00	0.54	0.69	0.62	0.37	
2.50/1	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.09	0.10	0.06	0.06	0.09
	3.00	0.24	0.29	0.22	0.16	0.35
	4.00	0.48	0.59	0.51	0.32	1.33
3.00/1	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.10	0.06	0.05	0.06
	3.00	0.23	0.26	0.20	0.14	0.21
	4.00	0.47	0.54	0.46	0.29	0.62

**GRUPO C-2: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.50****CALADO = 3.00 m**

TALUD (H/V)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.50/1	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	
	2.00	0.11	0.17	0.11	0.09	
	3.00	0.31	0.47	0.36	0.25	
	4.00	0.63	0.96	0.85	0.52	
2.00/1	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.04
	2.00	0.09	0.11	0.06	0.06	0.31
	3.00	0.24	0.30	0.21	0.16	1.67
	4.00	0.49	0.62	0.50	0.34	
2.50/1	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.09	0.05	0.05	0.07
	3.00	0.21	0.26	0.18	0.14	0.26
	4.00	0.44	0.53	0.42	0.29	0.74
3.00/1	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.09	0.05	0.05	0.05
	3.00	0.21	0.24	0.16	0.13	0.16
	4.00	0.42	0.49	0.38	0.26	0.42

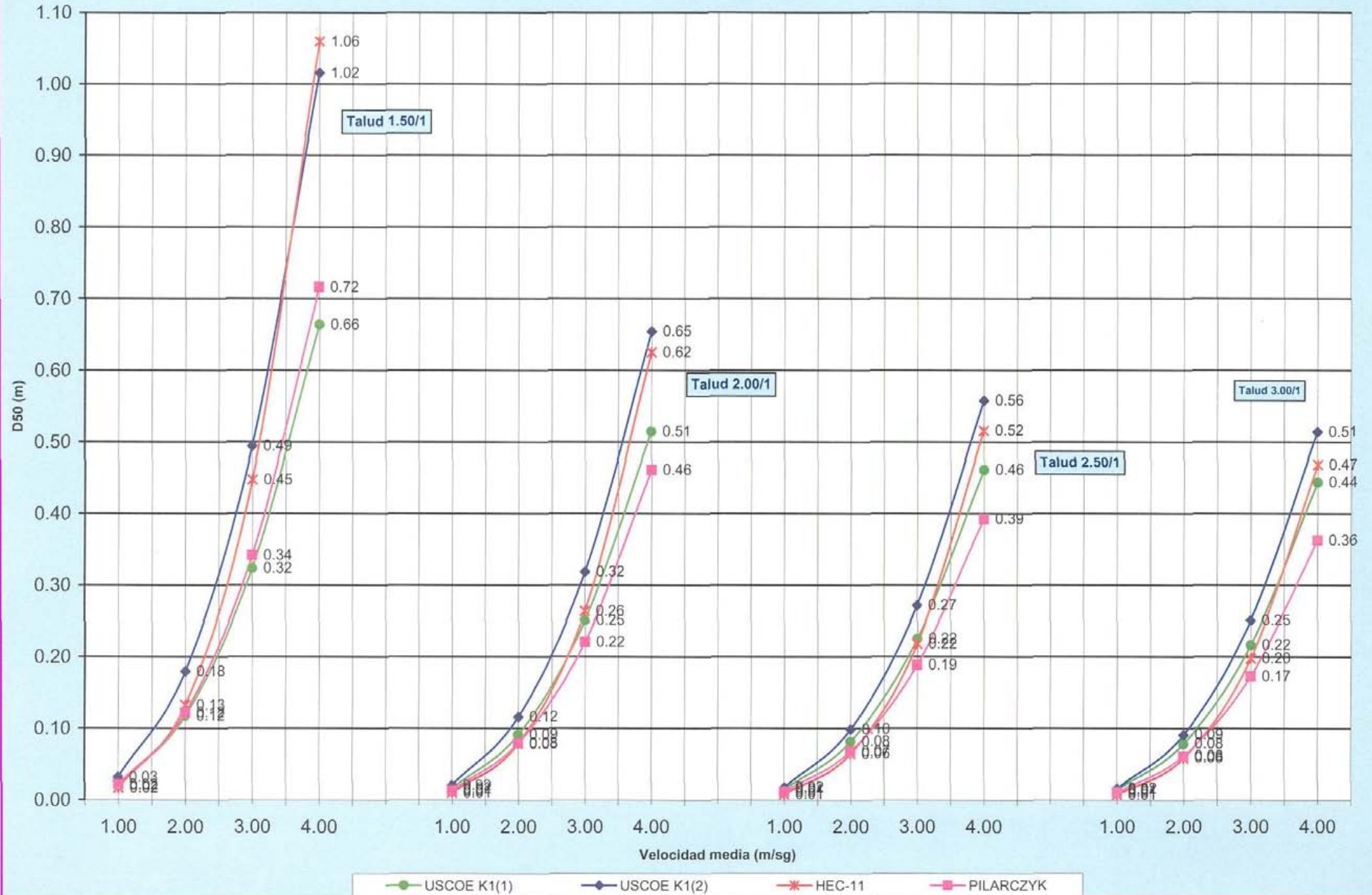
**GRUPO C-2: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****SF = 1.50****CALADO = 4.00 m**

TALUD (H/V)	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.50/1	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	
	2.00	0.10	0.16	0.09	0.09	
	3.00	0.29	0.44	0.31	0.24	
	4.00	0.59	0.90	0.74	0.48	
2.00/1	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.03
	2.00	0.08	0.10	0.05	0.06	0.26
	3.00	0.22	0.28	0.18	0.15	1.13
	4.00	0.45	0.58	0.44	0.31	
2.50/1	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.09	0.05	0.05	0.06
	3.00	0.20	0.24	0.15	0.13	0.22
	4.00	0.41	0.49	0.36	0.27	0.57
3.00/1	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.08	0.04	0.04	0.04
	3.00	0.19	0.22	0.14	0.12	0.14
	4.00	0.39	0.45	0.33	0.25	0.34

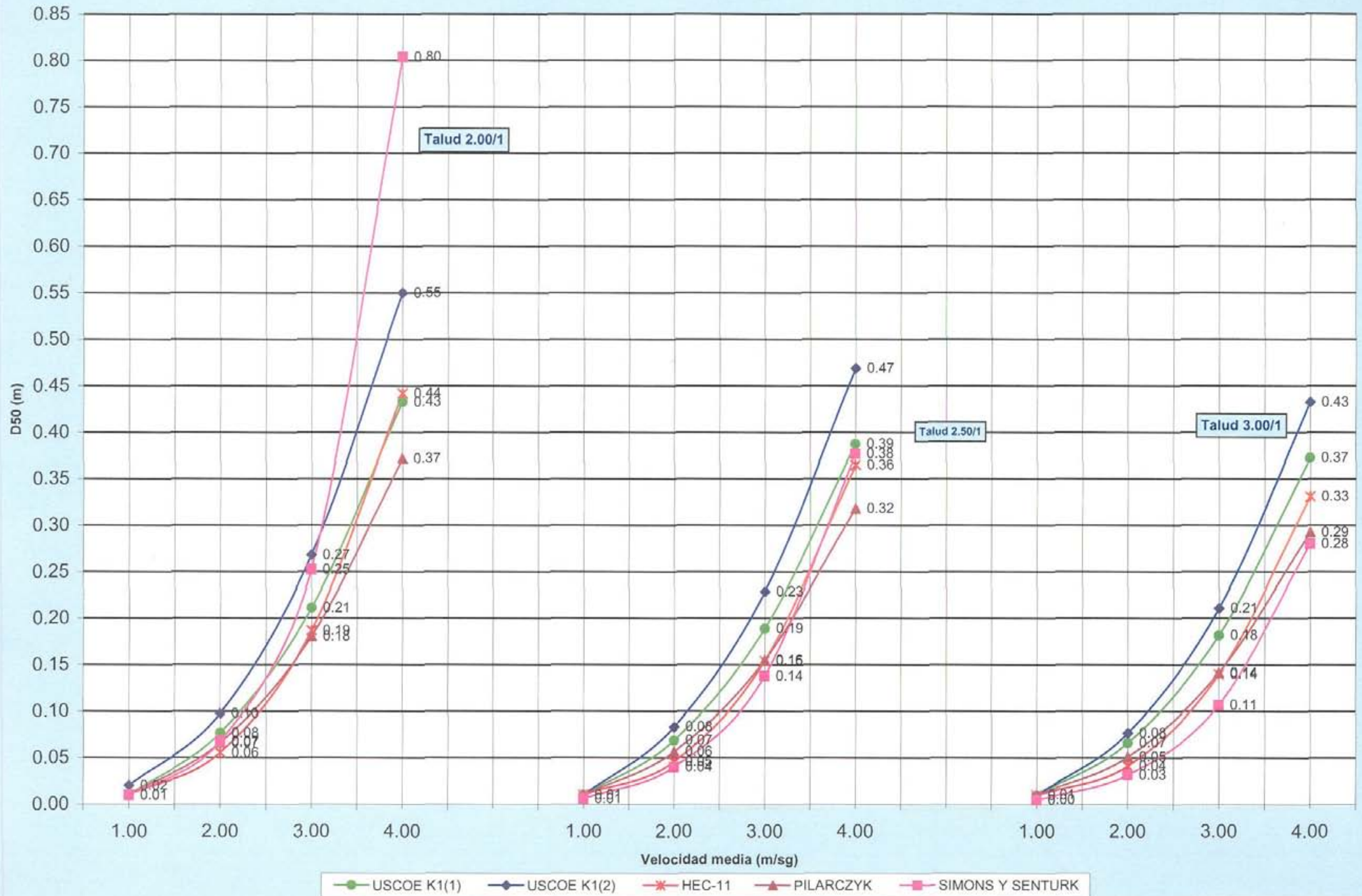
## **REPRESENTACIÓN GRÁFICA**



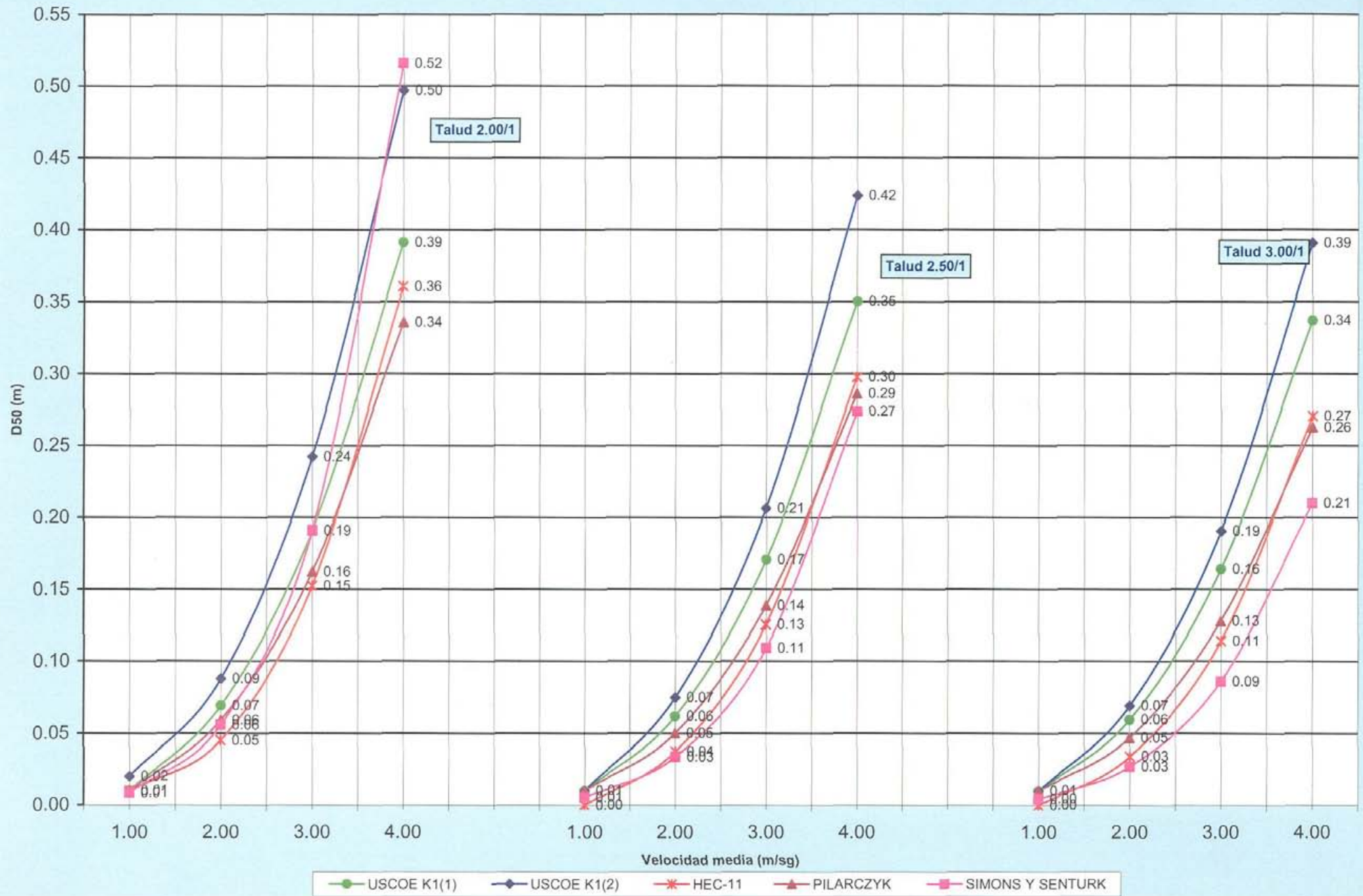
GRUPO C-2  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
CALADO = 1.00 m SF = 1.20



GRUPO C-2  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
CALADO = 2.00 m SF = 1.20

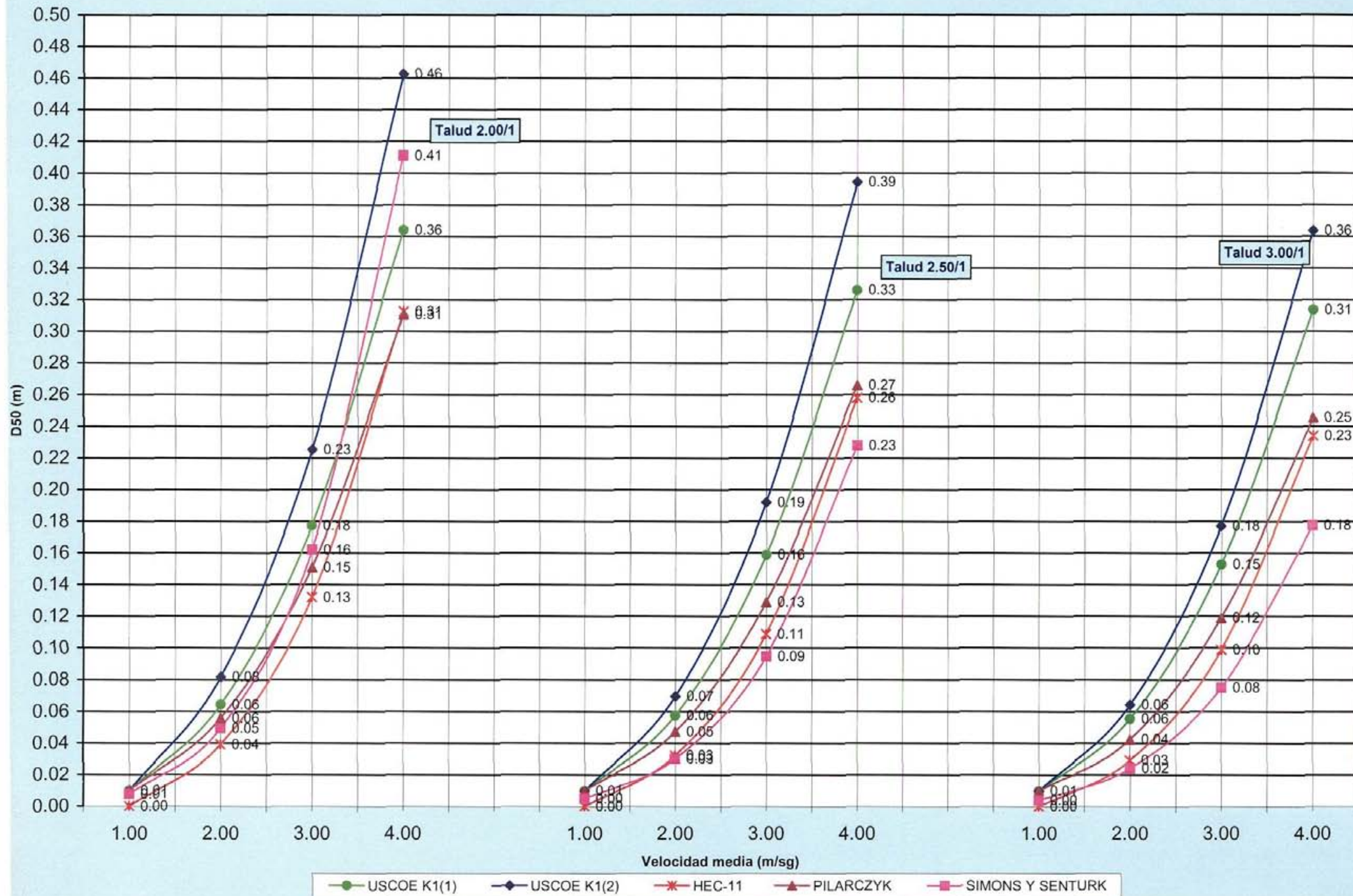


GRUPO C-2  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
CALADO = 3.00 m   SF = 1.20

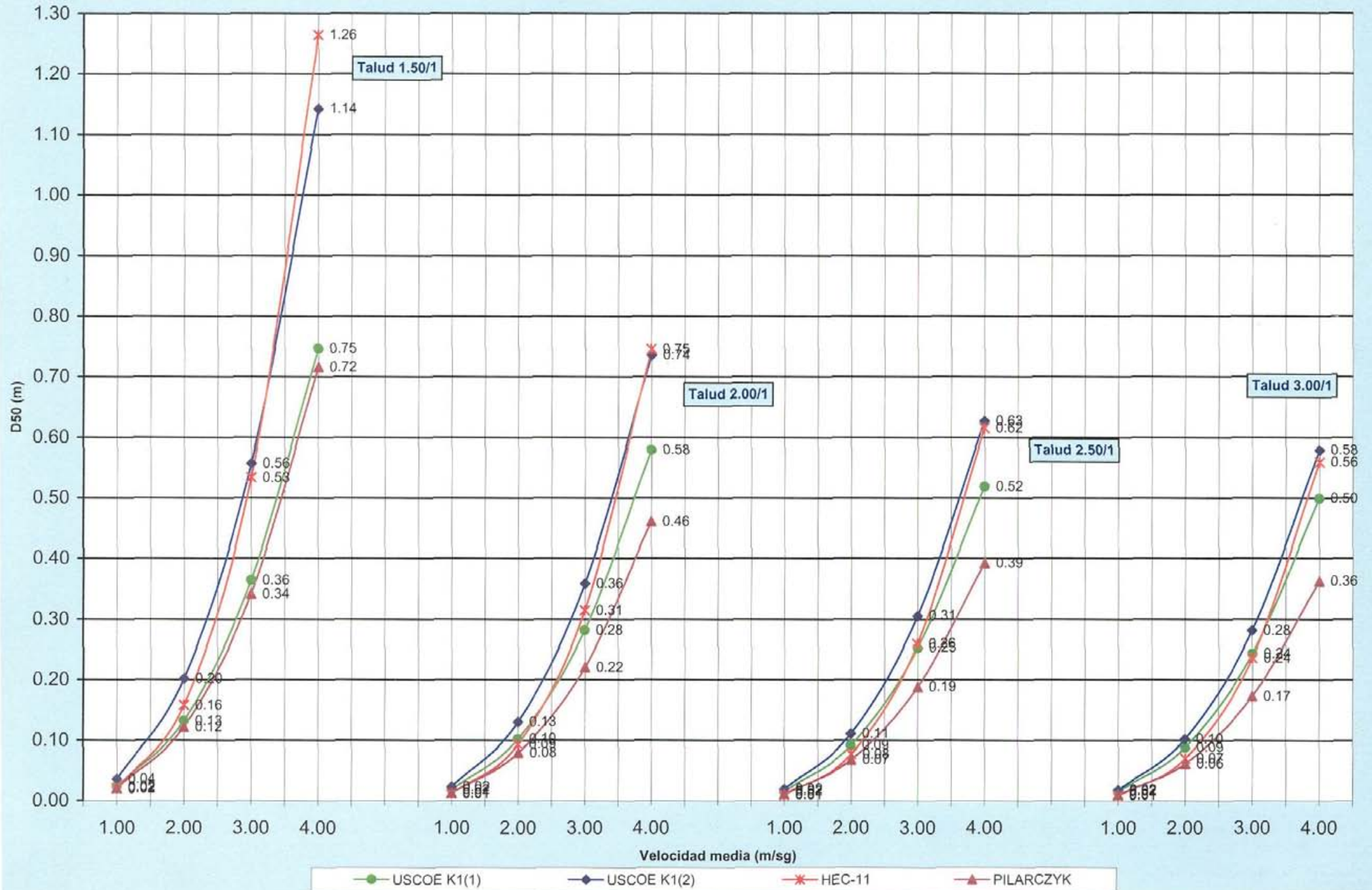




GRUPO C-2  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
CALADO = 4.00 m SF = 1.20

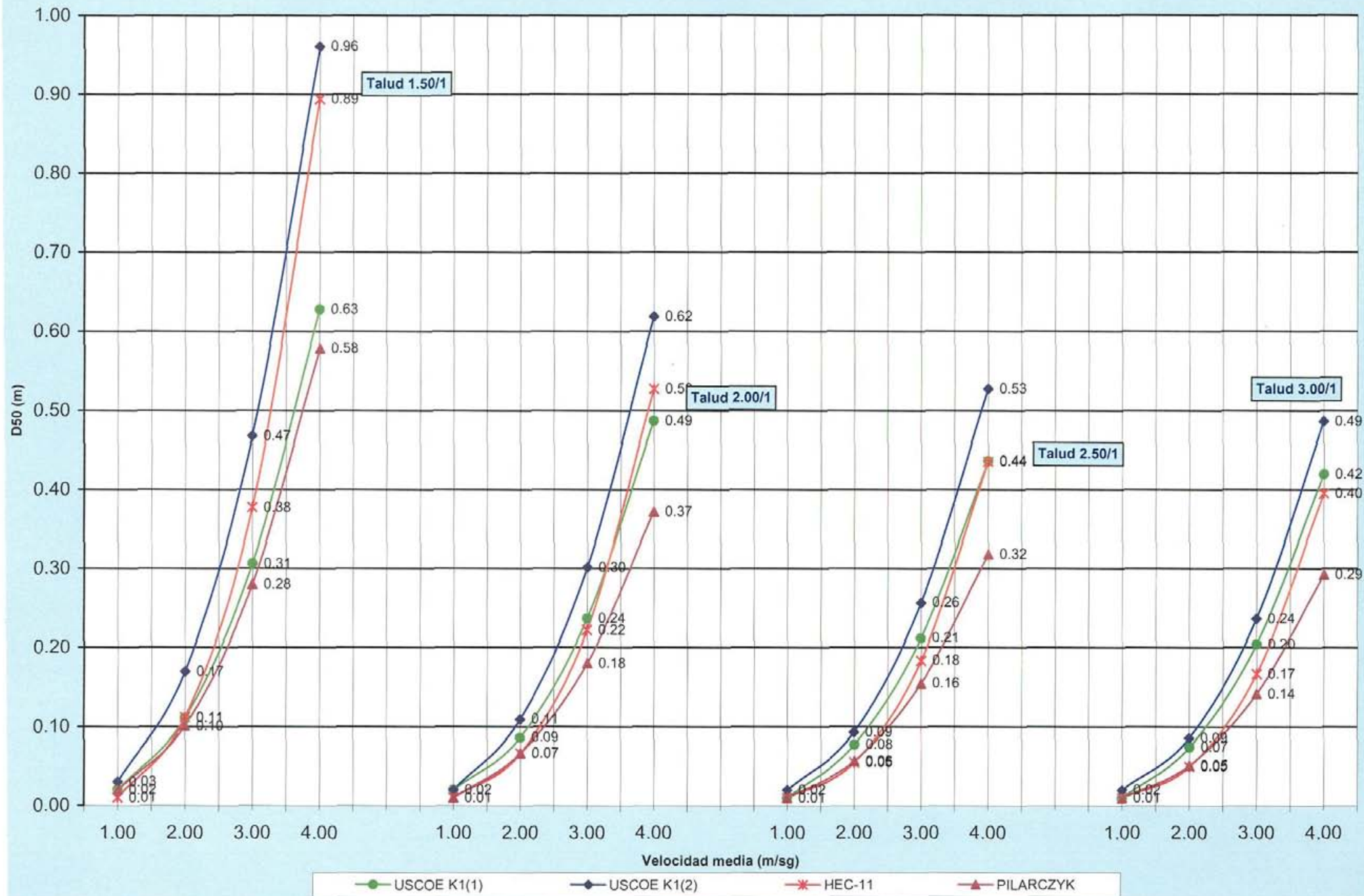


GRUPO C-2  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
CALADO = 1.00 m SF = 1.35

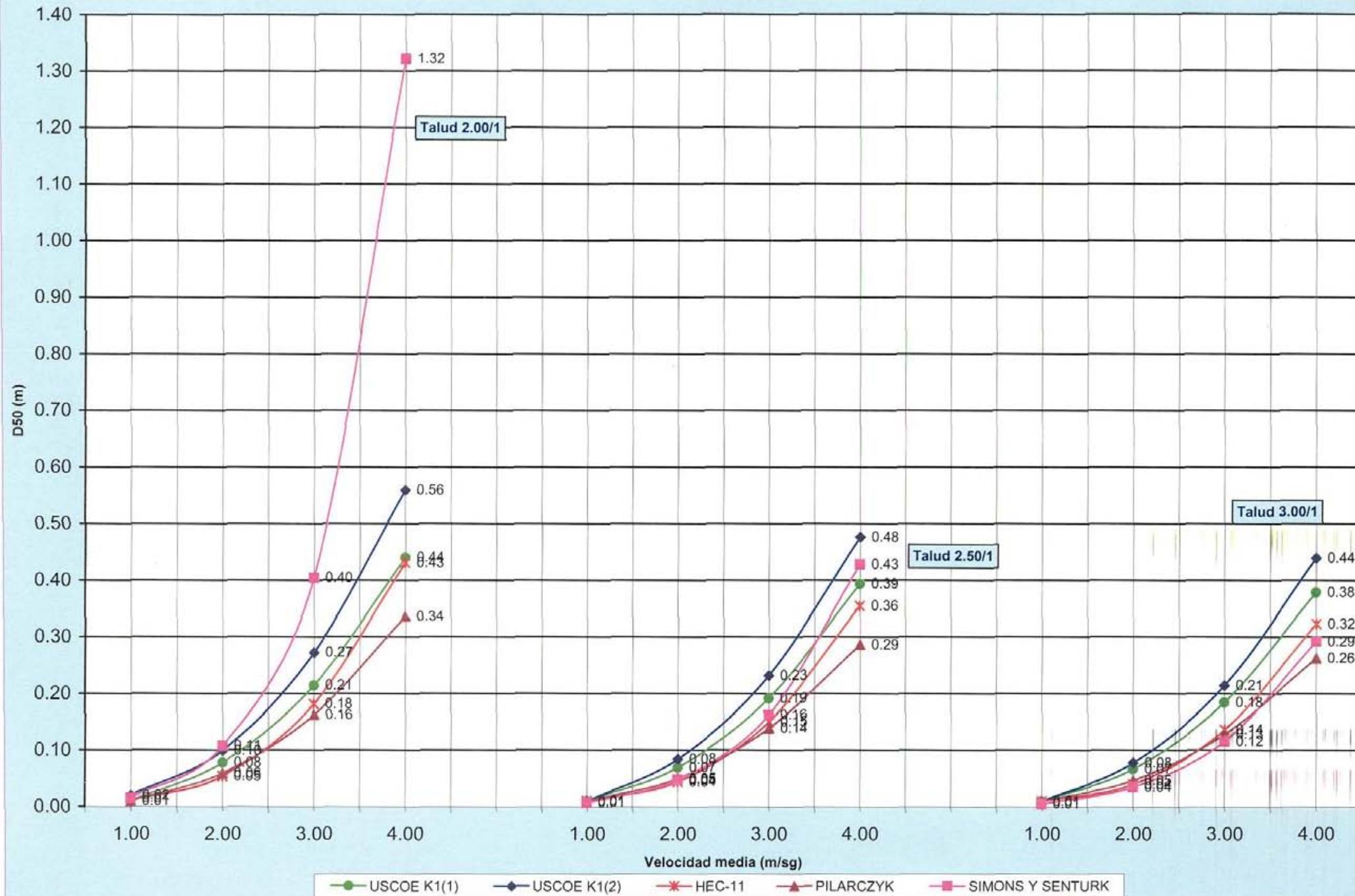




GRUPO C-2  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
CALADO = 2.00 m SF = 1.35

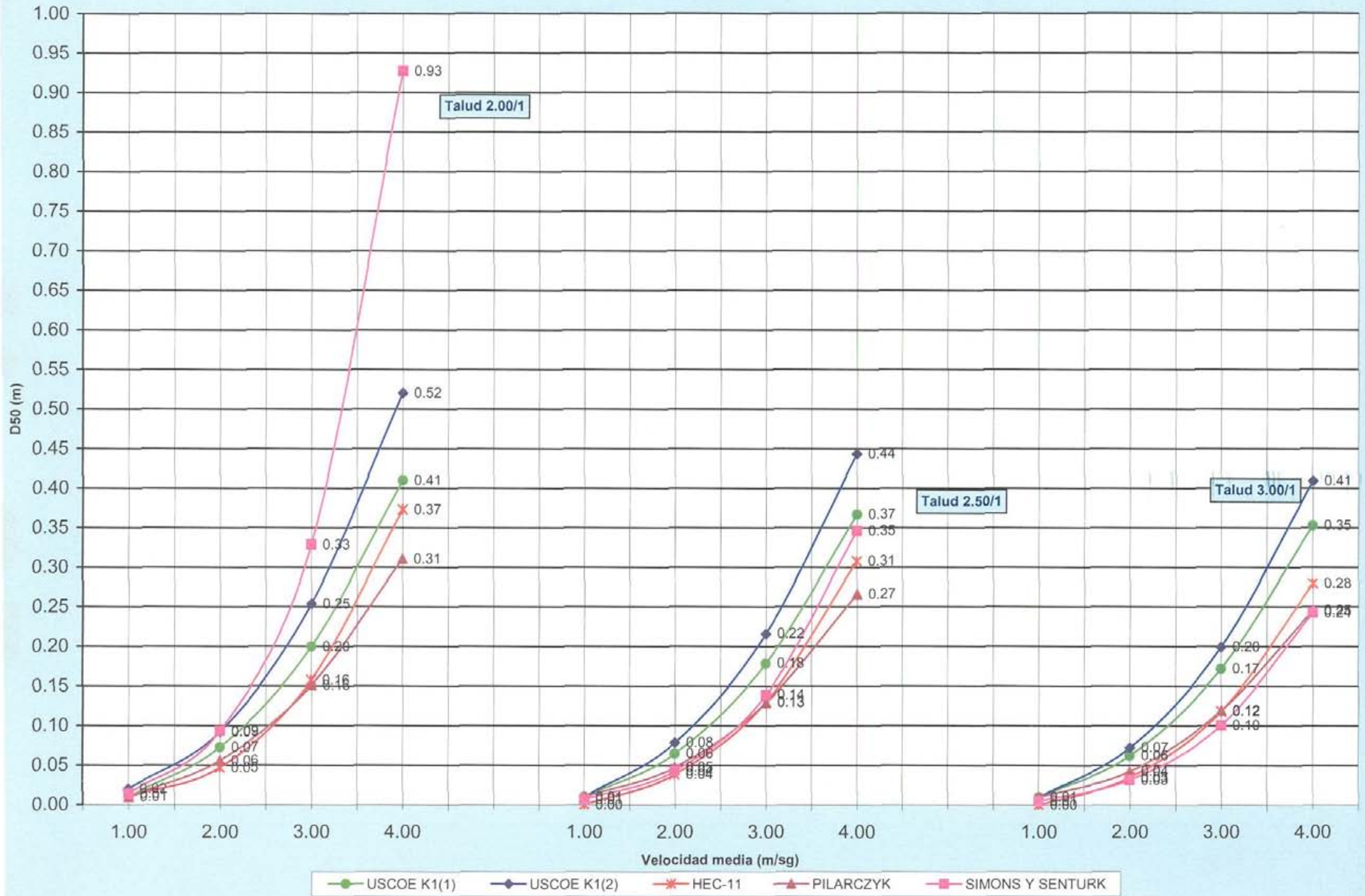


GRUPO C-2  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
CALADO = 3.00 m SF = 1.35



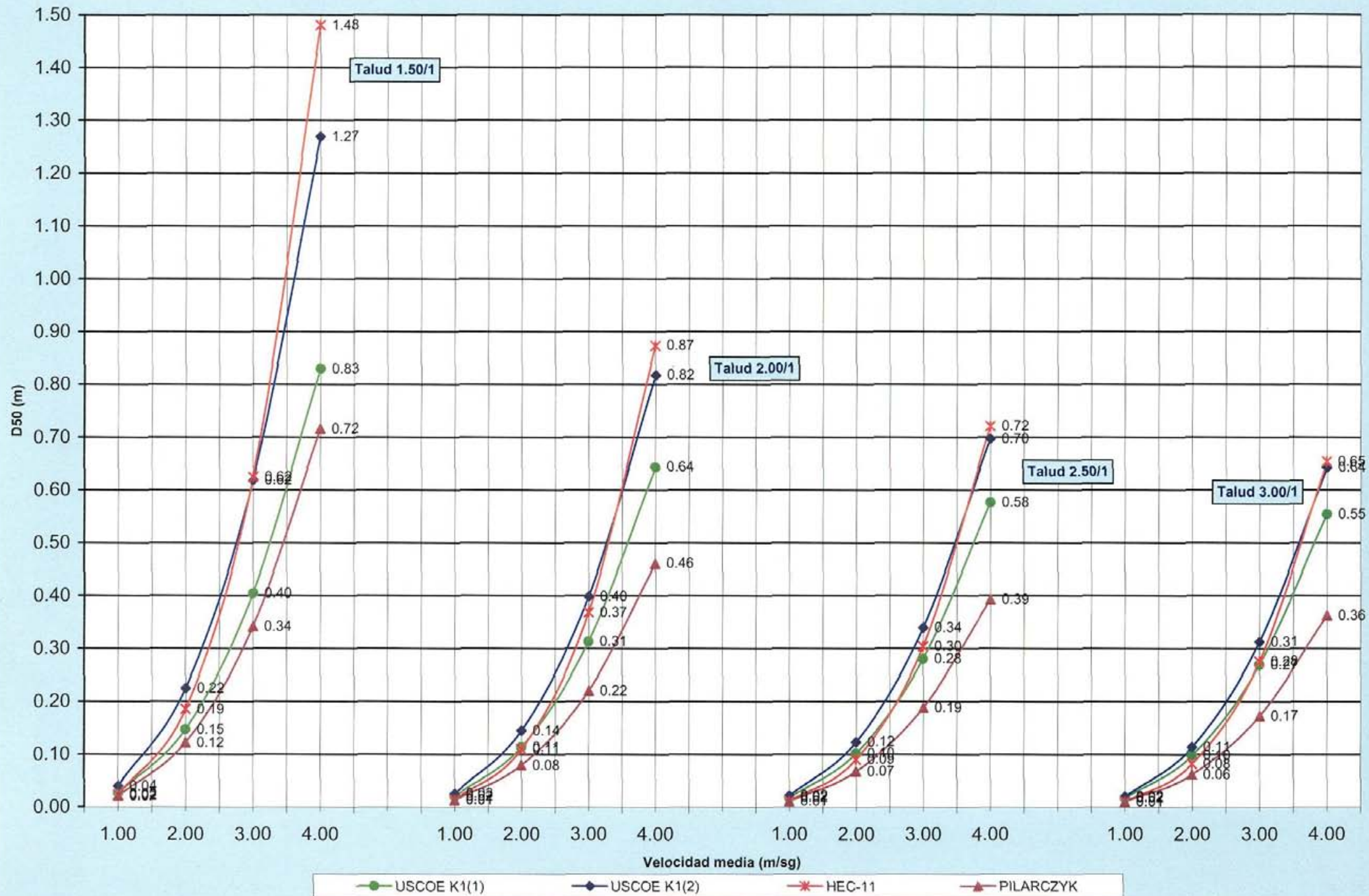


GRUPO C-2  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
CALADO = 4.00 m SF = 1.35

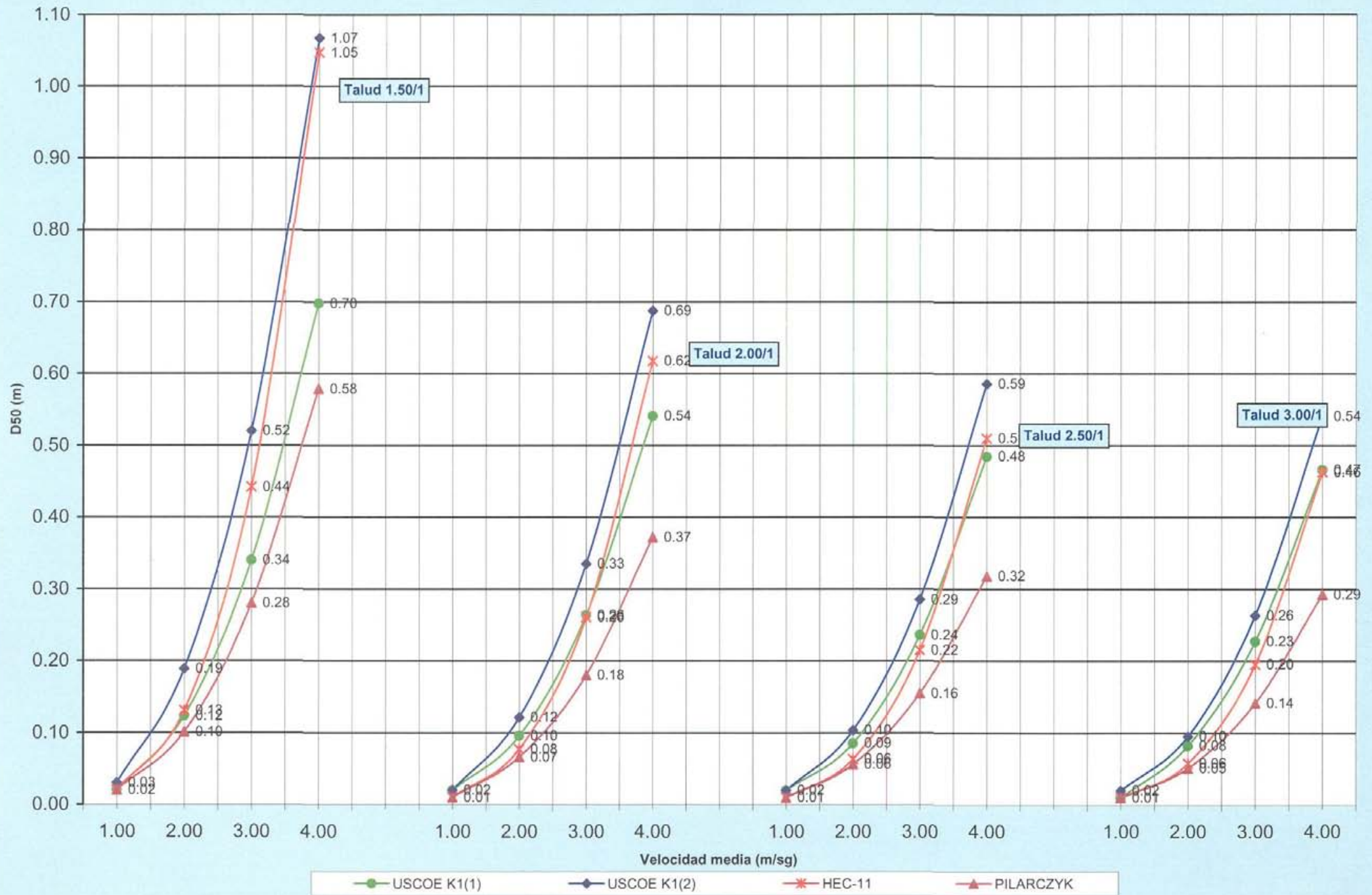




GRUPO C-2  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
CALADO = 1.00 m SF = 1.50

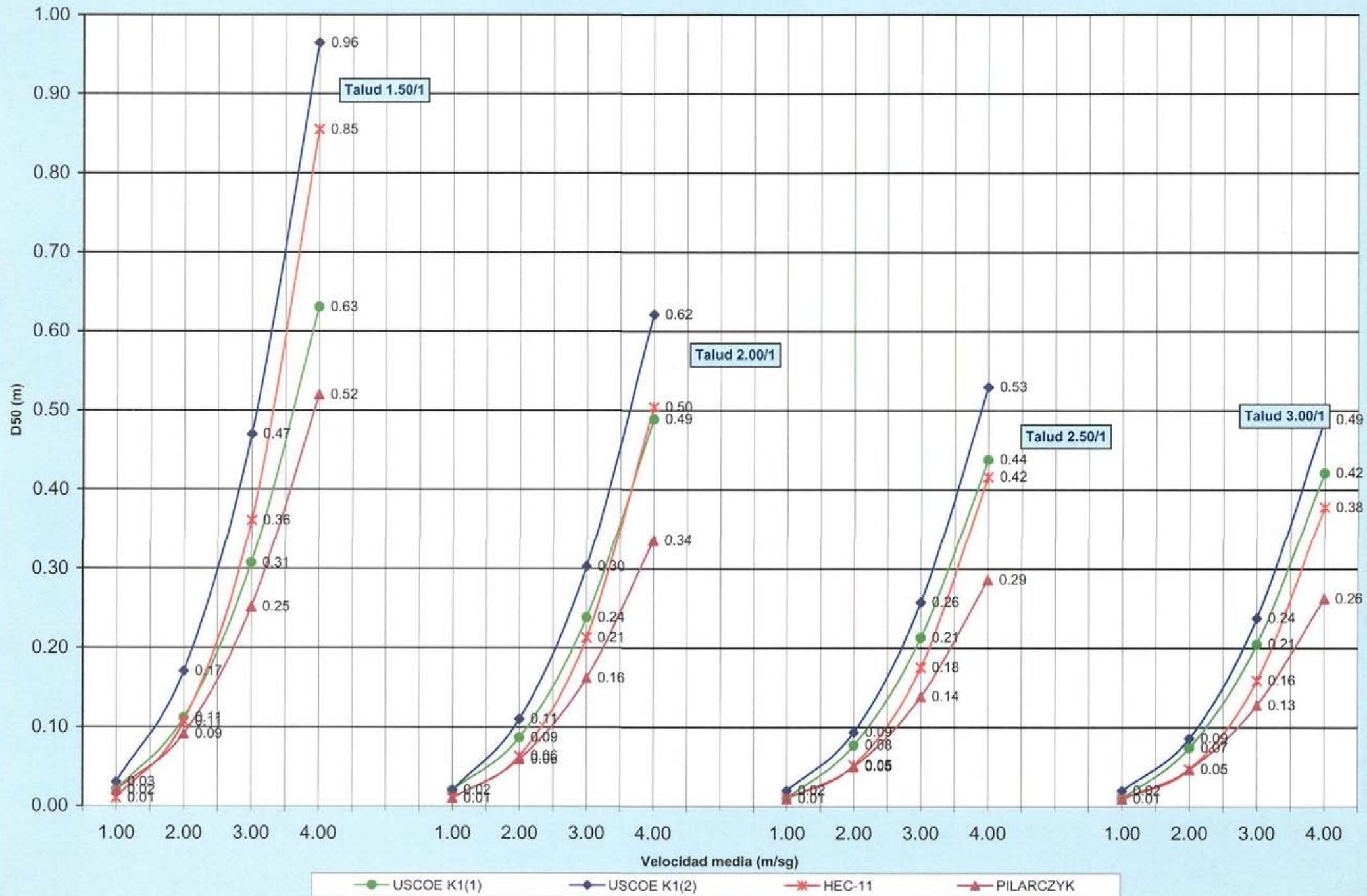


GRUPO C-2  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
CALADO = 2.00 m SF = 1.50

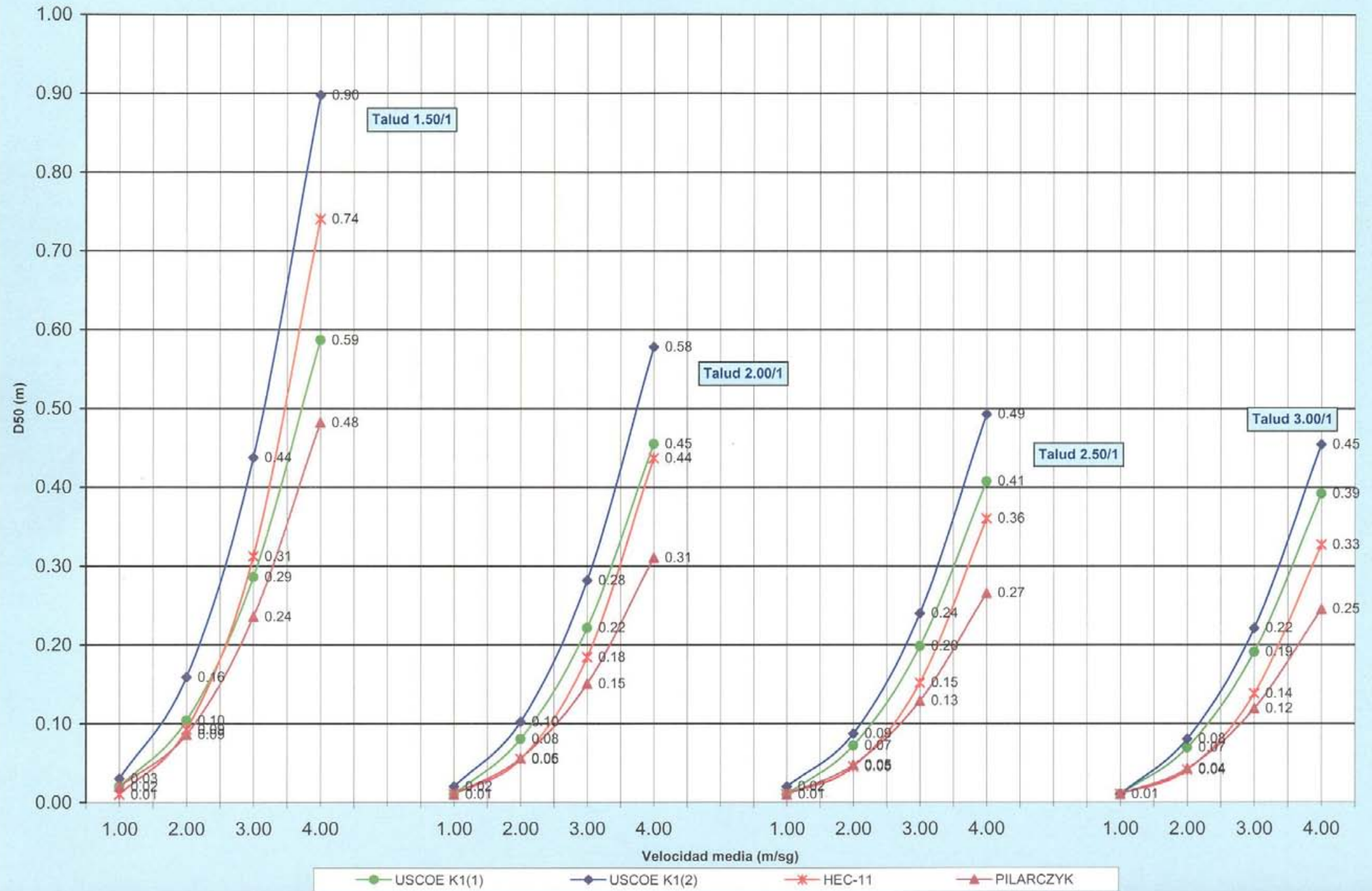




GRUPO C-2  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
CALADO = 3.00 m SF = 1.50



GRUPO C-2  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
CALADO = 4.00 m   SF = 1.50



### **III) GRUPO C-3**

**Parámetros fijos : *talud, calado***

## TABLAS DE RESULTADOS OBTENIDOS

**GRUPO C-3: COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

**MÉTODOS:** U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

TALUD : 1.50 / 1

CALADO = 1.00 m

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.02	0.03	0.02	0.02	0.20
	2.00	0.12	0.18	0.13	0.12	
	3.00	0.32	0.49	0.45	0.34	
	4.00	0.66	1.02	1.06	0.72	
1.35	1.00	0.02	0.04	0.02	0.02	
	2.00	0.13	0.20	0.16	0.12	
	3.00	0.36	0.56	0.53	0.34	
	4.00	0.75	1.14	1.26	0.72	
1.50	1.00	0.03	0.04	0.02	0.02	
	2.00	0.15	0.22	0.19	0.12	
	3.00	0.40	0.62	0.62	0.34	
	4.00	0.83	1.27	1.48	0.72	

**GRUPO C-3: COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

**MÉTODOS:** U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

TALUD : 1.50 / 1

CALADO = 2.00 m

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	0.12
	2.00	0.10	0.15	0.09	0.10	
	3.00	0.27	0.42	0.32	0.28	
	4.00	0.56	0.85	0.75	0.58	
1.35	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	
	2.00	0.11	0.17	0.11	0.10	
	3.00	0.31	0.47	0.38	0.28	
	4.00	0.63	0.96	0.89	0.58	
1.50	1.00	0.02	0.03	0.02	0.02	
	2.00	0.12	0.19	0.13	0.10	
	3.00	0.34	0.52	0.44	0.28	
	4.00	0.70	1.07	1.05	0.58	



**GRUPO C-3:** COMPARACIÓN DE RESULTADOS

**MÉTODOS:** U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

TALUD : 1.50 / 1

CALADO = 3.00 m

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.02	0.02	0.01	0.02	0.10
	2.00	0.09	0.14	0.08	0.09	1.06
	3.00	0.25	0.38	0.26	0.25	
	4.00	0.50	0.77	0.61	0.52	
1.35	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	
	2.00	0.10	0.15	0.09	0.09	
	3.00	0.28	0.42	0.31	0.25	
	4.00	0.57	0.87	0.73	0.52	
1.50	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	
	2.00	0.11	0.17	0.11	0.09	
	3.00	0.31	0.47	0.36	0.25	
	4.00	0.63	0.96	0.85	0.52	

**GRUPO C-3: COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**

**TALUD : 1.50 / 1**

**CALADO = 4.00 m**

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.01	0.02	0.01	0.02	0.08
	2.00	0.08	0.13	0.07	0.09	0.79
	3.00	0.23	0.35	0.22	0.24	
	4.00	0.47	0.72	0.53	0.48	
1.35	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	
	2.00	0.09	0.14	0.08	0.09	
	3.00	0.26	0.39	0.27	0.24	
	4.00	0.53	0.81	0.63	0.48	
1.50	1.00	0.02	0.03	0.01	0.02	
	2.00	0.10	0.16	0.09	0.09	
	3.00	0.29	0.44	0.31	0.24	
	4.00	0.59	0.90	0.74	0.48	

**GRUPO C-3: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****TALUD : 2.00 / 1****CALADO = 1.00 m**

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.09	0.12	0.08	0.08	0.10
	3.00	0.25	0.32	0.26	0.22	0.54
	4.00	0.51	0.65	0.62	0.46	
1.35	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.02
	2.00	0.10	0.13	0.09	0.08	0.23
	3.00	0.28	0.36	0.31	0.22	
	4.00	0.58	0.74	0.75	0.46	
1.50	1.00	0.02	0.03	0.01	0.01	0.06
	2.00	0.11	0.14	0.11	0.08	
	3.00	0.31	0.40	0.37	0.22	
	4.00	0.64	0.82	0.87	0.46	

**GRUPO C-3: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****TALUD : 2.00 / 1****CALADO = 2.00 m**

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.10	0.06	0.07	0.07
	3.00	0.21	0.27	0.19	0.18	0.25
	4.00	0.43	0.55	0.44	0.37	0.80
1.35	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.02
	2.00	0.09	0.11	0.07	0.07	0.14
	3.00	0.24	0.30	0.22	0.18	0.60
	4.00	0.49	0.62	0.53	0.37	
1.50	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.04
	2.00	0.10	0.12	0.08	0.07	0.44
	3.00	0.26	0.33	0.26	0.18	
	4.00	0.54	0.69	0.62	0.37	

**GRUPO C-3: COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**

**TALUD : 2.00 / 1**

**CALADO = 3.00 m**

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.09	0.05	0.06	0.06
	3.00	0.19	0.24	0.15	0.16	0.19
	4.00	0.39	0.50	0.36	0.34	0.52
1.35	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.10	0.05	0.06	0.11
	3.00	0.21	0.27	0.18	0.16	0.40
	4.00	0.44	0.56	0.43	0.34	1.32
1.50	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.04
	2.00	0.09	0.11	0.06	0.06	0.31
	3.00	0.24	0.30	0.21	0.16	
	4.00	0.49	0.62	0.50	0.34	

**GRUPO C-3: COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

**MÉTODOS:** U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

**TALUD : 2.00 / 1**

**CALADO = 4.00 m**

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01
	2.00	0.06	0.08	0.04	0.06	0.05
	3.00	0.18	0.23	0.13	0.15	0.16
	4.00	0.36	0.46	0.31	0.31	0.41
1.35	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.09	0.05	0.06	0.09
	3.00	0.20	0.25	0.16	0.15	0.33
	4.00	0.41	0.52	0.37	0.31	0.93
1.50	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.03
	2.00	0.08	0.10	0.05	0.06	0.26
	3.00	0.22	0.28	0.18	0.15	1.13
	4.00	0.45	0.58	0.44	0.31	

**GRUPO C-3: COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

**MÉTODOS:** U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

TALUD : 2.50 / 1

CALADO = 1.00 m

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.10	0.06	0.07	0.06
	3.00	0.22	0.27	0.22	0.19	0.24
	4.00	0.46	0.56	0.52	0.39	1.33
1.35	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.09	0.11	0.08	0.07	0.09
	3.00	0.25	0.31	0.26	0.19	0.42
	4.00	0.52	0.63	0.62	0.39	
1.50	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.02
	2.00	0.10	0.12	0.09	0.07	0.14
	3.00	0.28	0.34	0.30	0.19	1.05
	4.00	0.58	0.70	0.72	0.39	

**GRUPO C-3: COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**

**TALUD : 2.50 / 1**

**CALADO = 2.00 m**

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.08	0.05	0.06	0.04
	3.00	0.19	0.23	0.15	0.16	0.14
	4.00	0.39	0.47	0.36	0.32	0.38
1.35	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.09	0.05	0.06	0.06
	3.00	0.21	0.26	0.18	0.16	0.21
	4.00	0.44	0.53	0.44	0.32	0.64
1.50	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.09	0.10	0.06	0.06	0.09
	3.00	0.24	0.29	0.22	0.16	0.35
	4.00	0.48	0.59	0.51	0.32	1.33



**GRUPO C-3:** COMPARACIÓN DE RESULTADOS

**MÉTODOS:** U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK

TALUD : 2.50 / 1

CALADO = 3.00 m

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01
	2.00	0.06	0.07	0.04	0.05	0.03
	3.00	0.17	0.21	0.13	0.14	0.11
	4.00	0.35	0.42	0.30	0.29	0.27
1.35	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.08	0.04	0.05	0.05
	3.00	0.19	0.23	0.15	0.14	0.16
	4.00	0.39	0.48	0.36	0.29	0.43
1.50	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.09	0.05	0.05	0.07
	3.00	0.21	0.26	0.18	0.14	0.26
	4.00	0.44	0.53	0.42	0.29	0.74

**GRUPO C-3: COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR Nº 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**

**TALUD : 2.50 / 1**

**CALADO = 4.00 m**

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00
	2.00	0.06	0.07	0.03	0.05	0.03
	3.00	0.16	0.19	0.11	0.13	0.09
	4.00	0.33	0.39	0.26	0.27	0.23
1.35	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01
	2.00	0.06	0.08	0.04	0.05	0.04
	3.00	0.18	0.22	0.13	0.13	0.14
	4.00	0.37	0.44	0.31	0.27	0.35
1.50	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.09	0.05	0.05	0.06
	3.00	0.20	0.24	0.15	0.13	0.22
	4.00	0.41	0.49	0.36	0.27	0.57

**GRUPO C-3: COMPARACIÓN DE RESULTADOS****MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK****TALUD : 3.00 / 1****CALADO = 1.00 m**

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.09	0.06	0.06	0.04
	3.00	0.22	0.25	0.20	0.17	0.17
	4.00	0.44	0.51	0.47	0.36	0.65
1.35	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.09	0.10	0.07	0.06	0.06
	3.00	0.24	0.28	0.24	0.17	0.26
	4.00	0.50	0.58	0.56	0.36	
1.50	1.00	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.10	0.11	0.08	0.06	0.08
	3.00	0.27	0.31	0.28	0.17	0.41
	4.00	0.55	0.64	0.65	0.36	

**GRUPO C-3: COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**

**TALUD : 3.00 / 1**

**CALADO = 2.00 m**

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00
	2.00	0.07	0.08	0.04	0.05	0.03
	3.00	0.18	0.21	0.14	0.14	0.11
	4.00	0.37	0.43	0.33	0.29	0.28
1.35	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.09	0.05	0.05	0.04
	3.00	0.20	0.24	0.17	0.14	0.15
	4.00	0.42	0.49	0.40	0.29	0.41
1.50	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.08	0.10	0.06	0.05	0.06
	3.00	0.23	0.26	0.20	0.14	0.21
	4.00	0.47	0.54	0.46	0.29	0.62

**GRUPO C-3: COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**

**TALUD : 3.00 / 1**

**CALADO = 3.00 m**

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00
	2.00	0.06	0.07	0.03	0.05	0.03
	3.00	0.16	0.19	0.11	0.13	0.09
	4.00	0.34	0.39	0.27	0.26	0.21
1.35	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.08	0.04	0.05	0.04
	3.00	0.18	0.21	0.14	0.13	0.12
	4.00	0.38	0.44	0.32	0.26	0.29
1.50	1.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.09	0.05	0.05	0.05
	3.00	0.21	0.24	0.16	0.13	0.16
	4.00	0.42	0.49	0.38	0.26	0.42

**GRUPO C-3: COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

**MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HYDRAULIC ENGINEERING CIRCULAR N° 11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK**

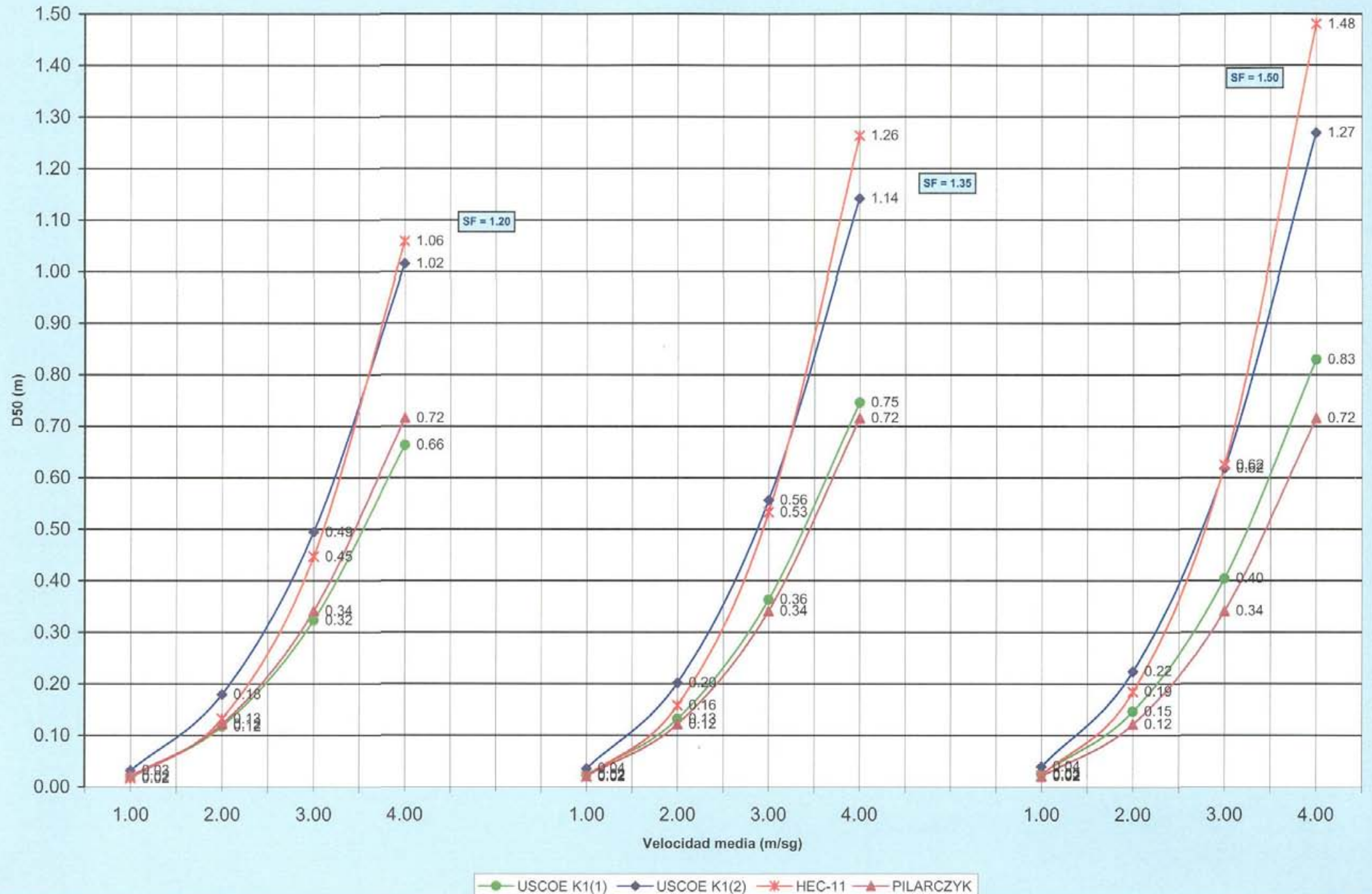
**TALUD : 3.00 / 1**

**CALADO = 4.00 m**

SF	VELOCIDAD (m/sg)	MÉTODO / RESULTADOS D50 (m)				
		USCOE K1(1)	USCOE K1(2)	HEC-11	PILARCZYK	SIMONS Y SENTURK
1.20	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00
	2.00	0.06	0.06	0.03	0.04	0.02
	3.00	0.15	0.18	0.10	0.12	0.08
	4.00	0.31	0.36	0.23	0.25	0.18
1.35	1.00	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01
	2.00	0.06	0.07	0.03	0.04	0.03
	3.00	0.17	0.20	0.12	0.12	0.10
	4.00	0.35	0.41	0.28	0.25	0.24
1.50	1.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	2.00	0.07	0.08	0.04	0.04	0.04
	3.00	0.19	0.22	0.14	0.12	0.14
	4.00	0.39	0.45	0.33	0.25	0.34

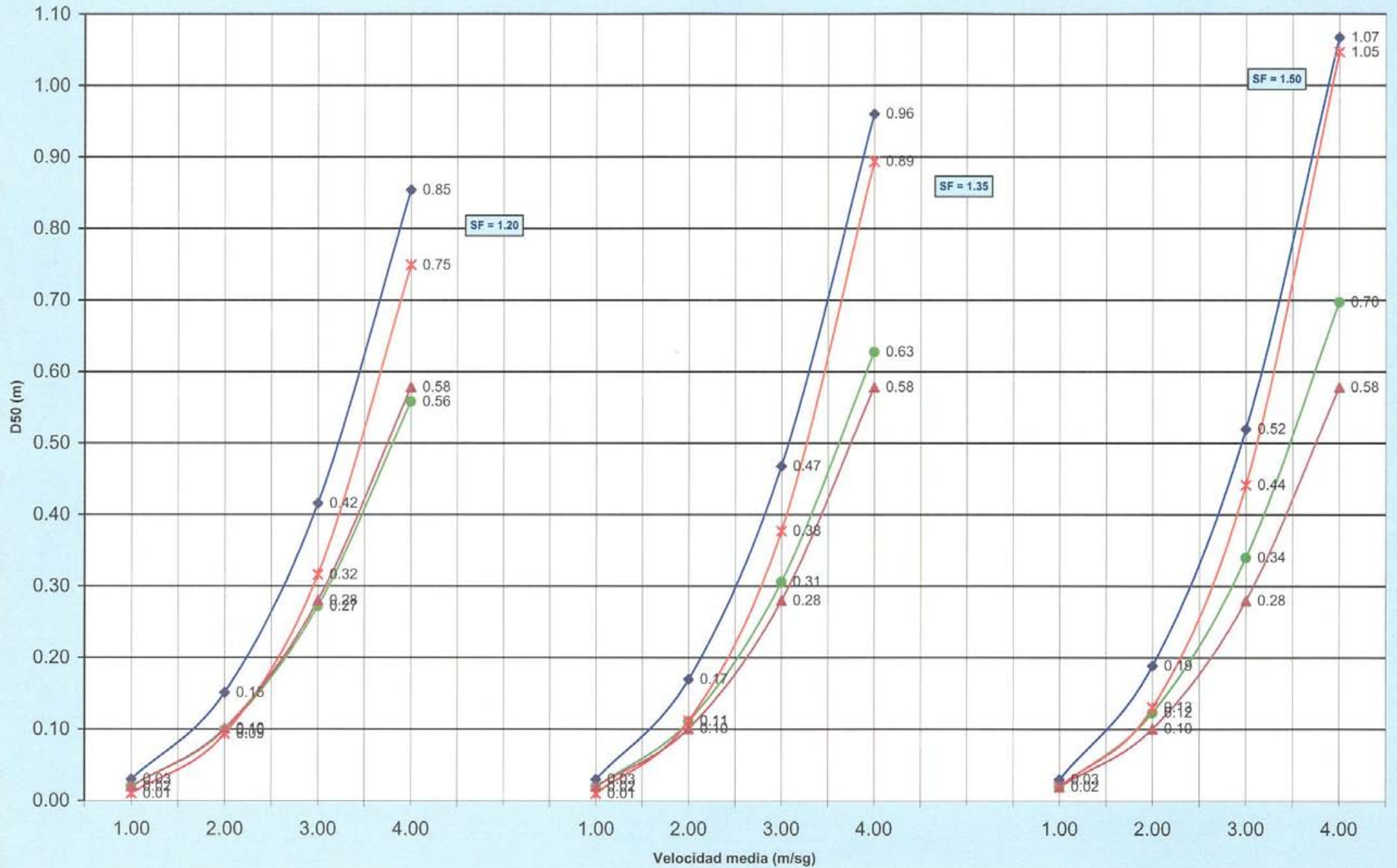
## REPRESENTACIÓN GRÁFICA

GRUPO C-3  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD 1.50 / 1    CALADO = 1.00 m

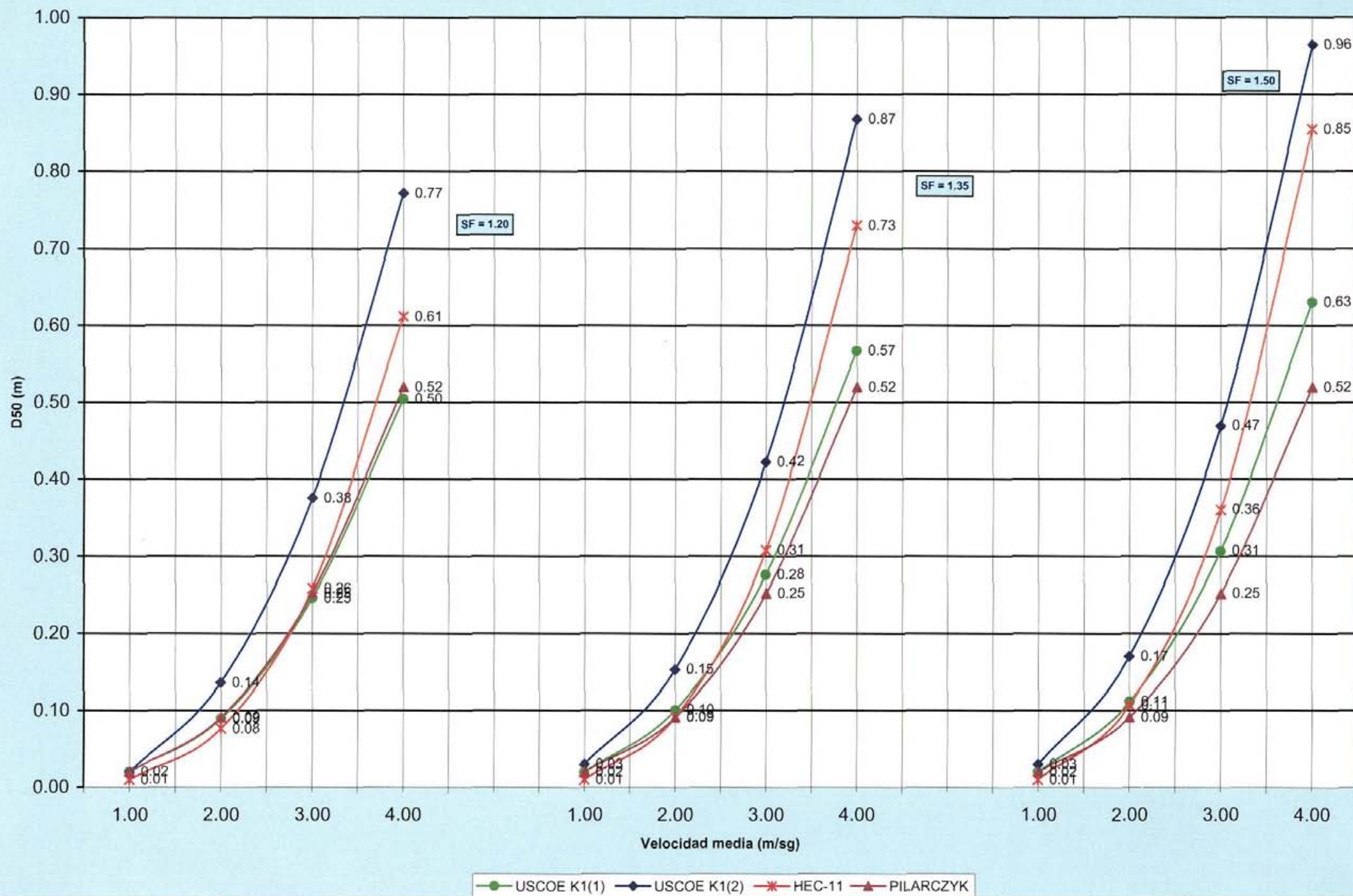




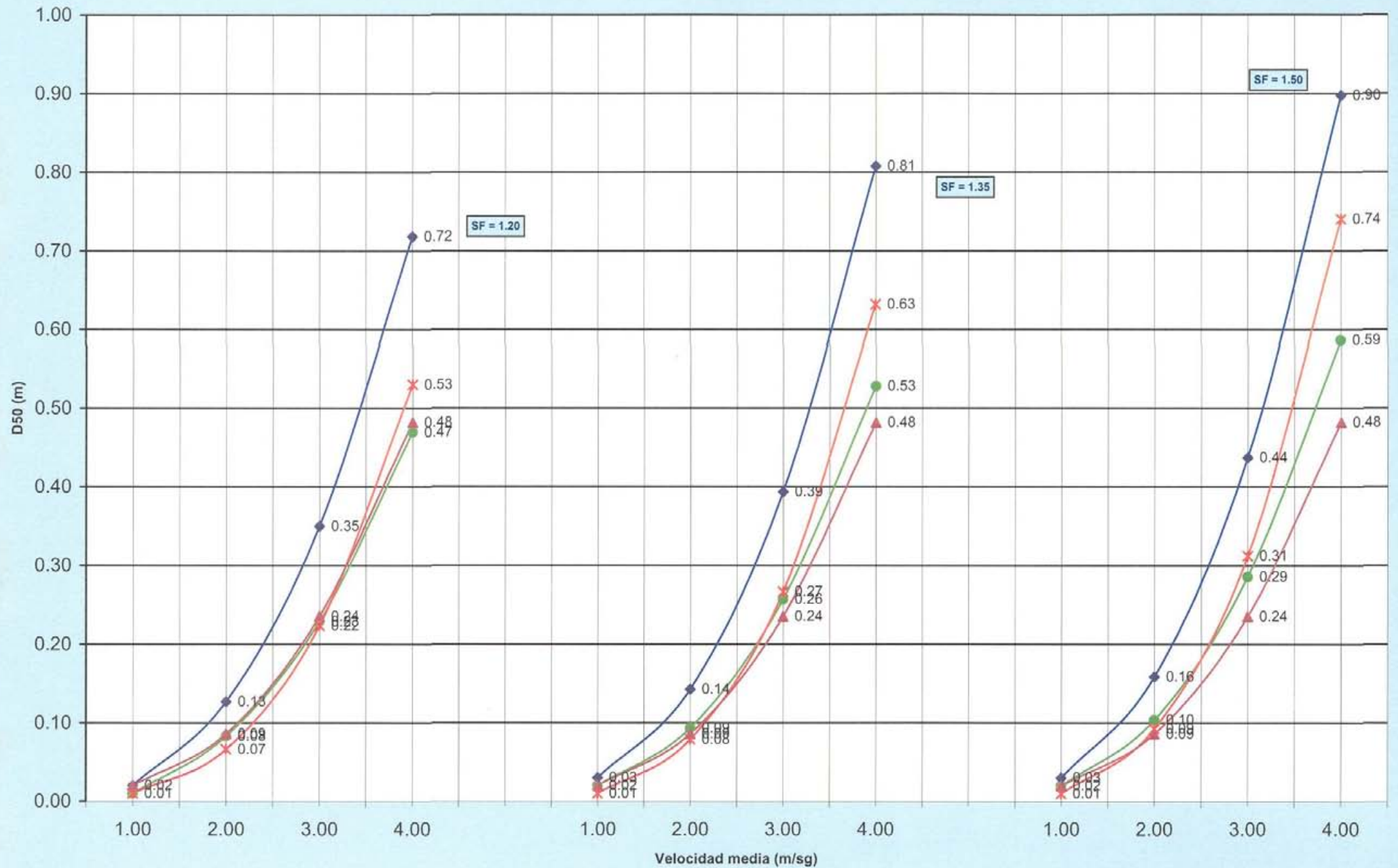
GRUPO C-3  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD 1.50 / 1 CALADO = 2.00 m



GRUPO C-3  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD 1.50 / 1 CALADO = 3.00 m

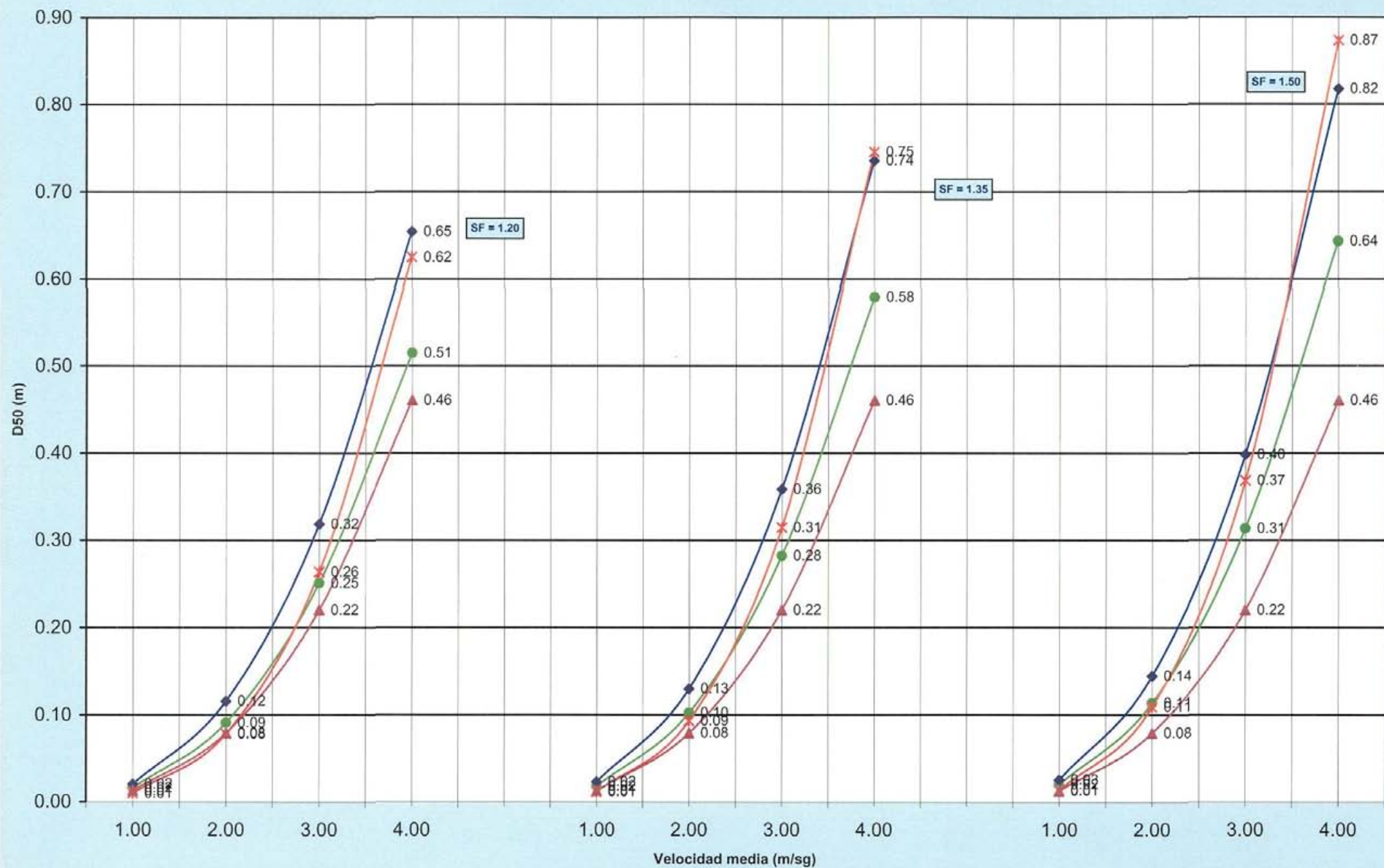


GRUPO C-3  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD 1.50 / 1 CALADO = 4.00 m

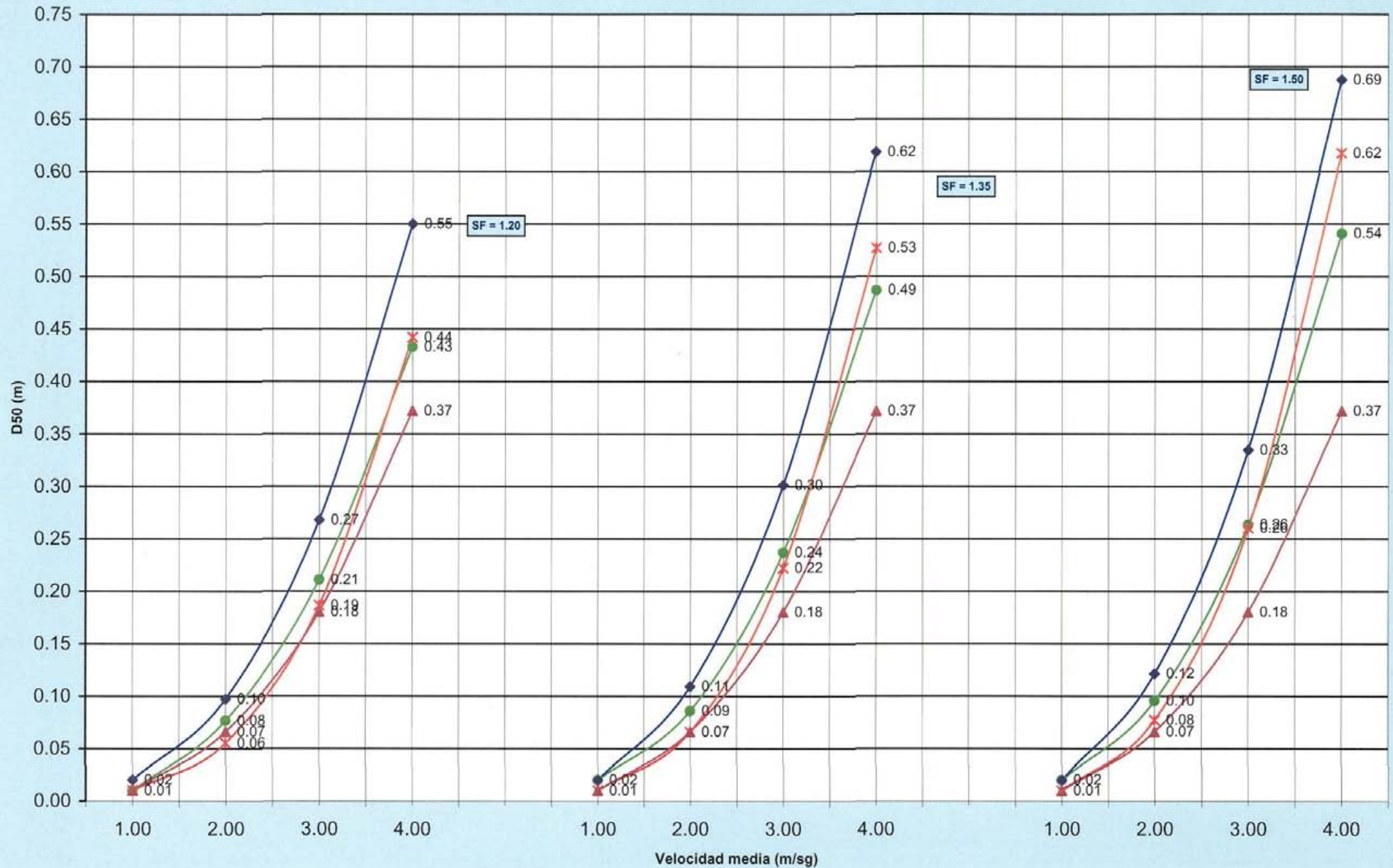




GRUPO C-3  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD 2.00 / 1 CALADO = 1.00 m

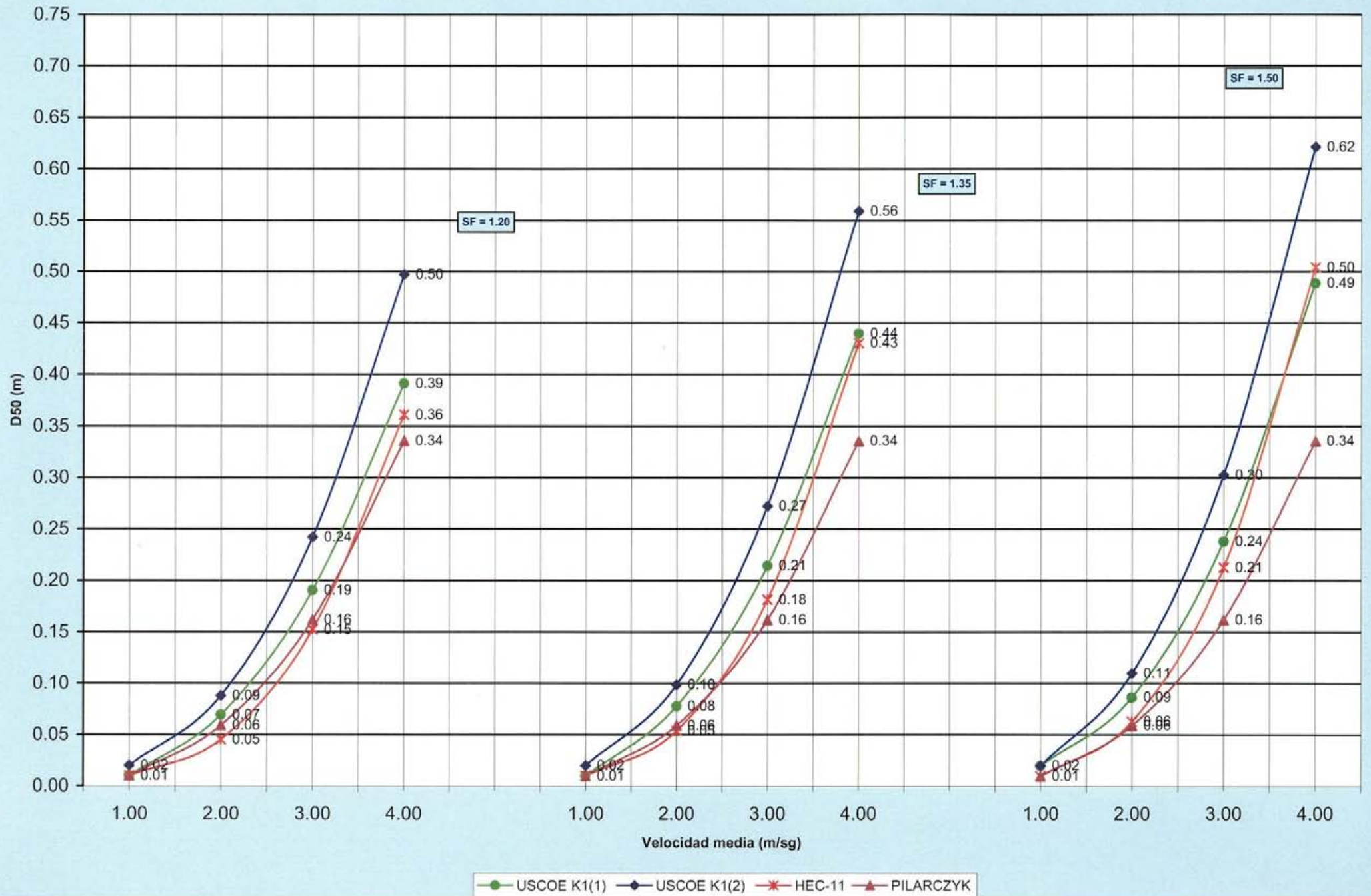


GRUPO C-3  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD 2.00 / 1    CALADO = 2.00 m



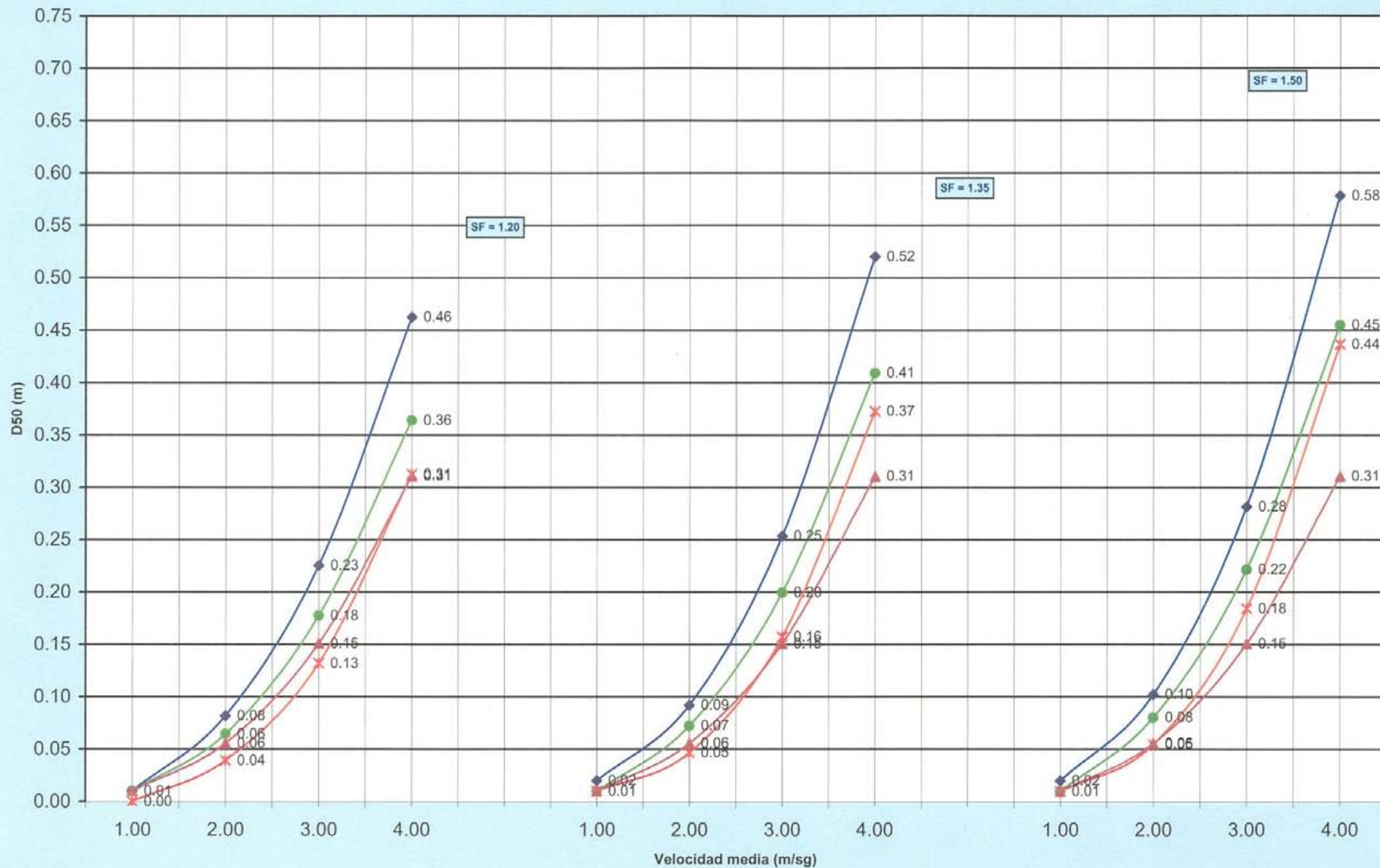
● USCOE K1(1)   
 ◆ USCOE K1(2)   
 ✕ HEC-11   
 ▲ PILARCZYK

GRUPO C-3  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD 2.00 / 1 CALADO = 3.00 m



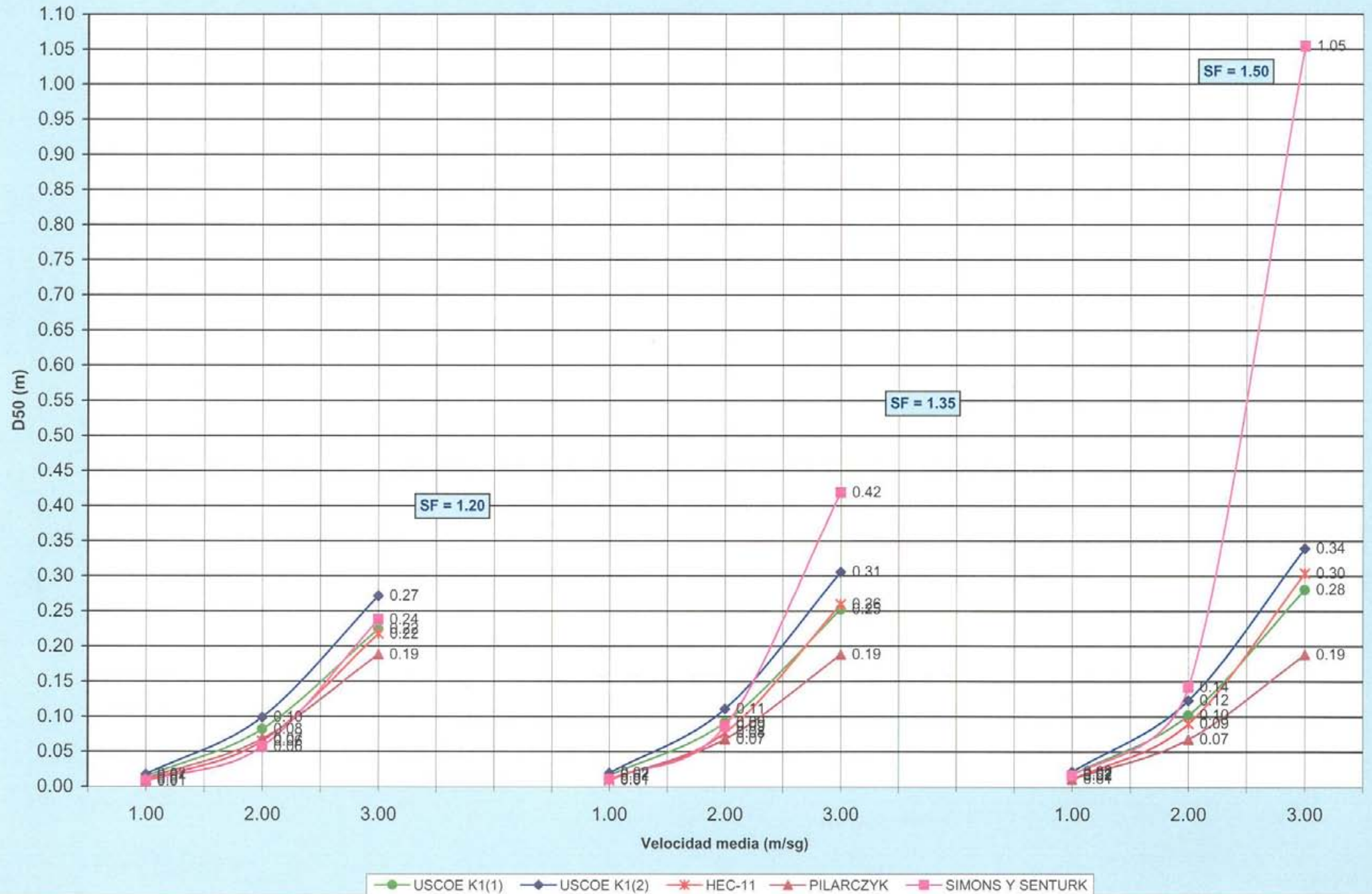


GRUPO C-3  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD 2.00 / 1    CALADO = 4.00 m



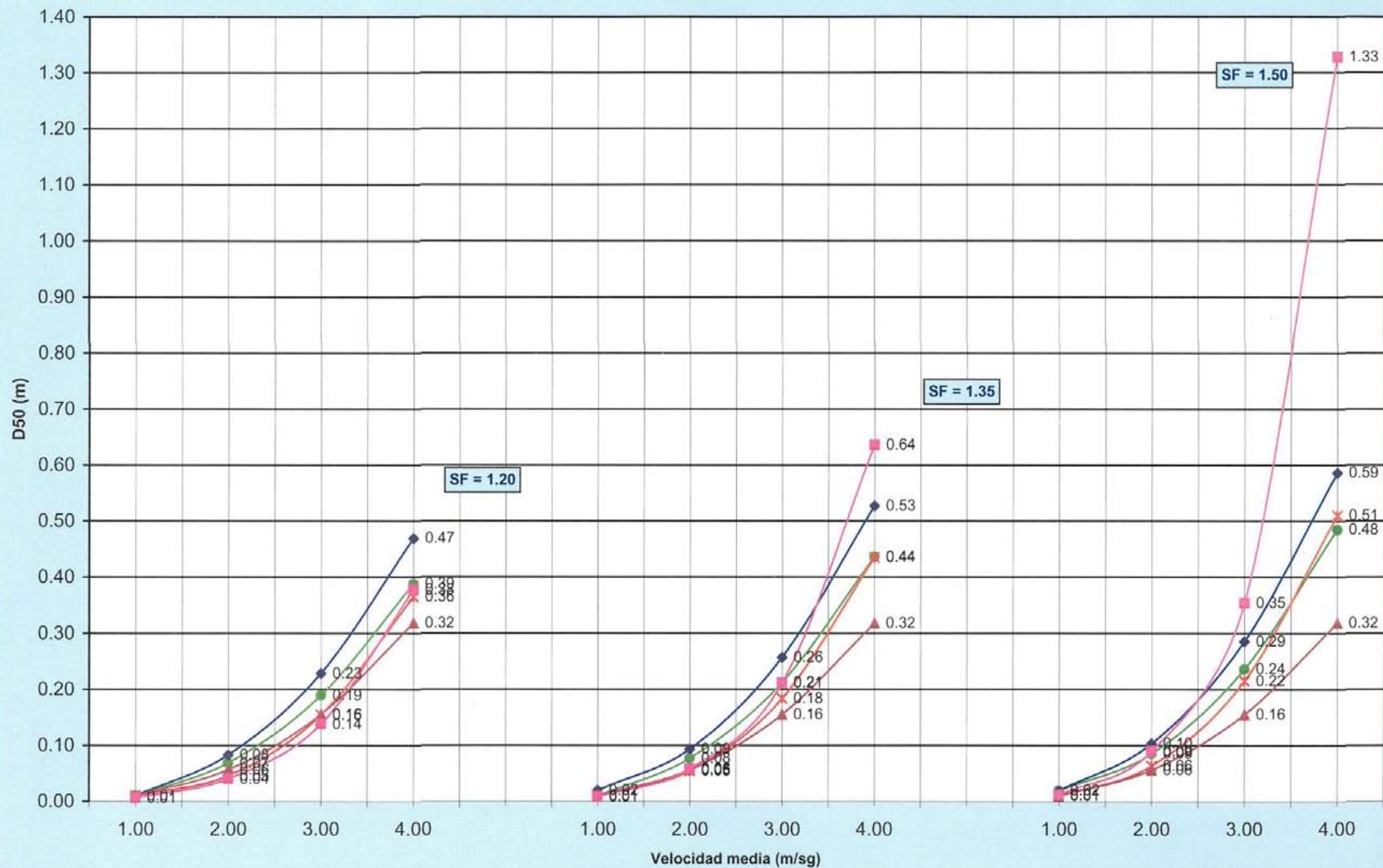
● USCOE K1(1)   
 ◆ USCOE K1(2)   
 ✕ HEC-11   
 ▲ PILARCZYK

GRUPO C-3  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD 2.50 / 1 CALADO = 1.00 m



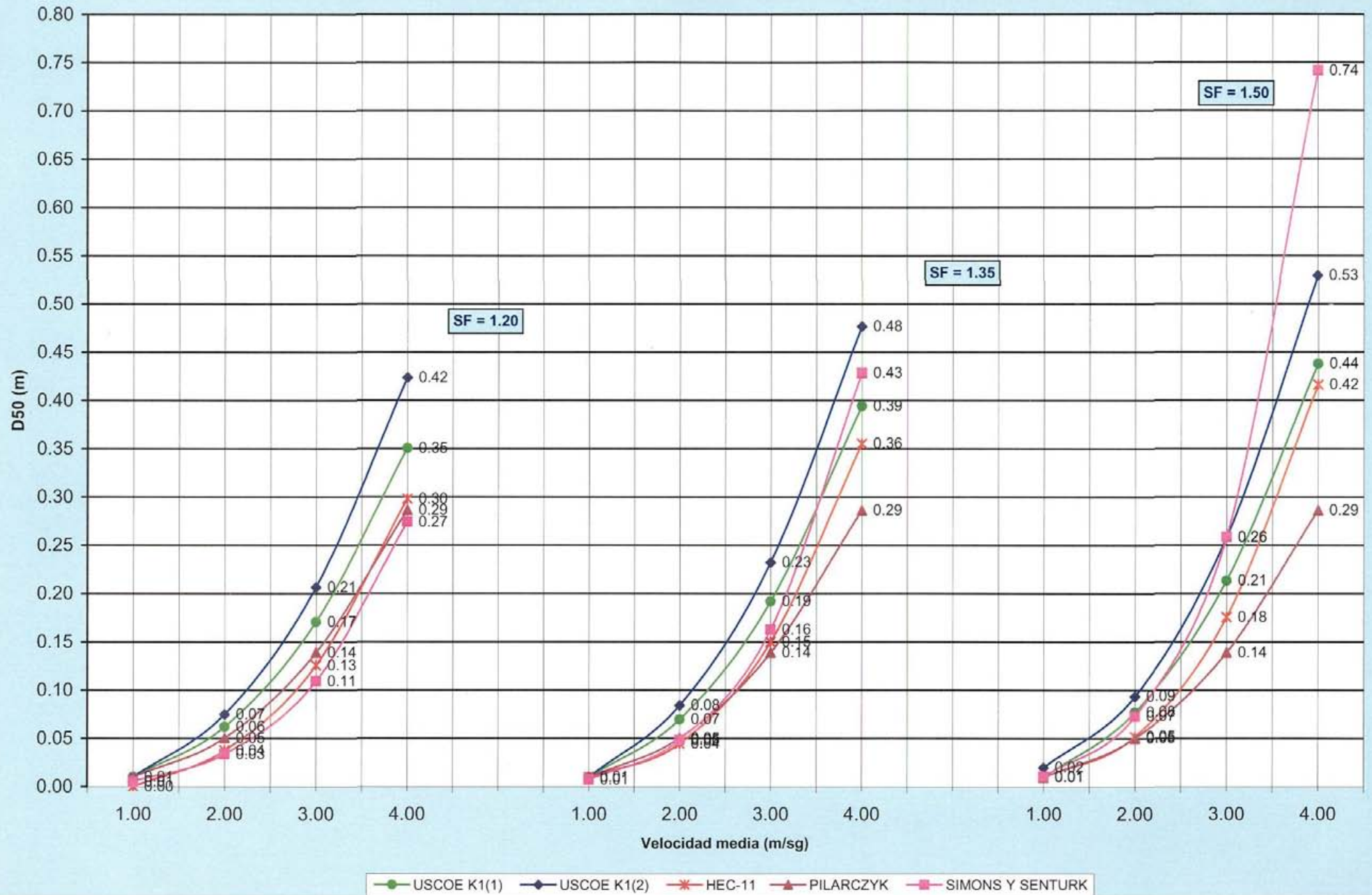


GRUPO C-3  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD 2.50 / 1    CALADO = 2.00 m

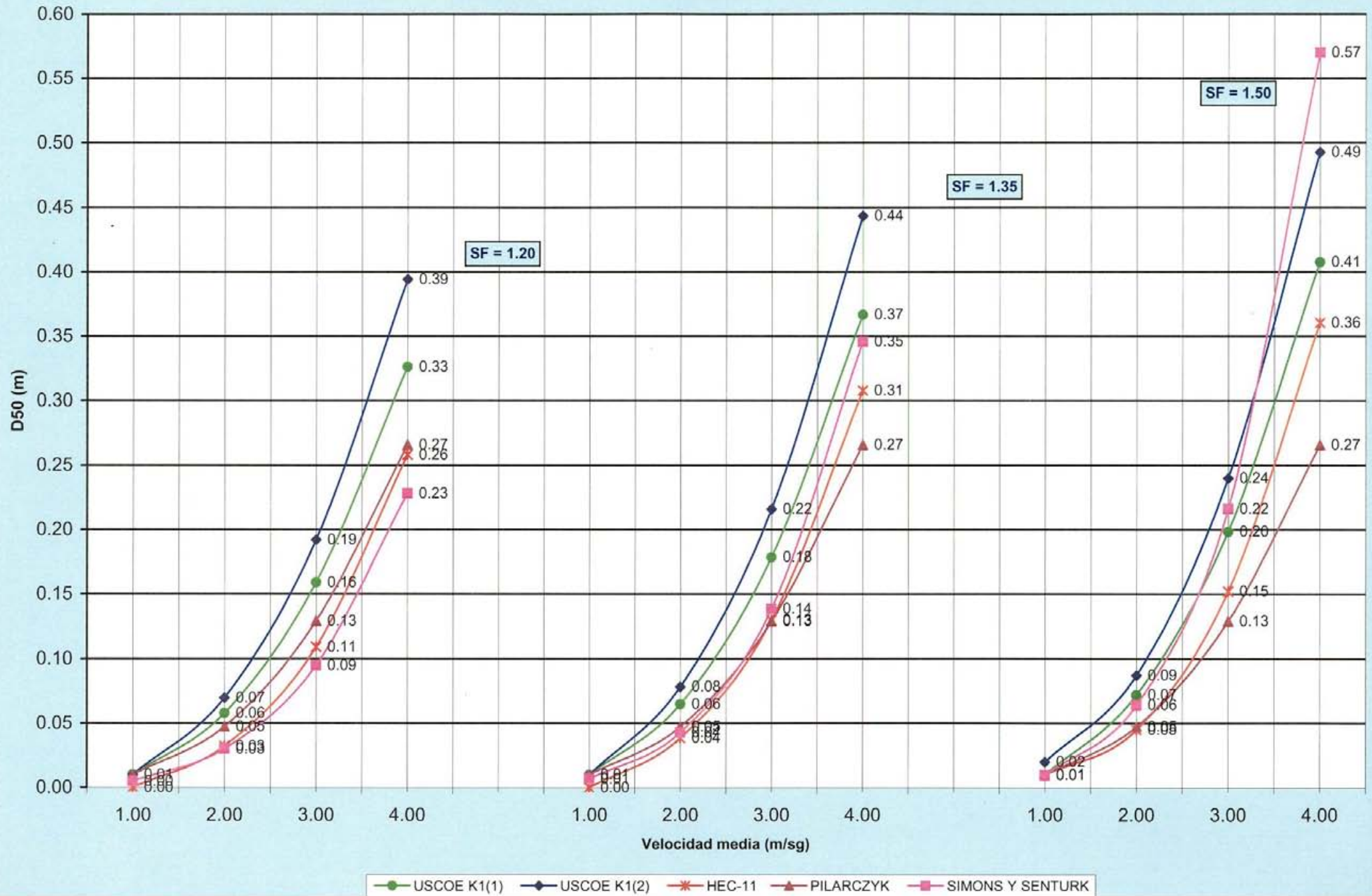


—●— USCOE K1(1)    —◆— USCOE K1(2)    —×— HEC-11    —▲— PILARCZYK    —■— SIMONS Y SENTURK

GRUPO C-3  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD 2.50 / 1 CALADO = 3.00 m

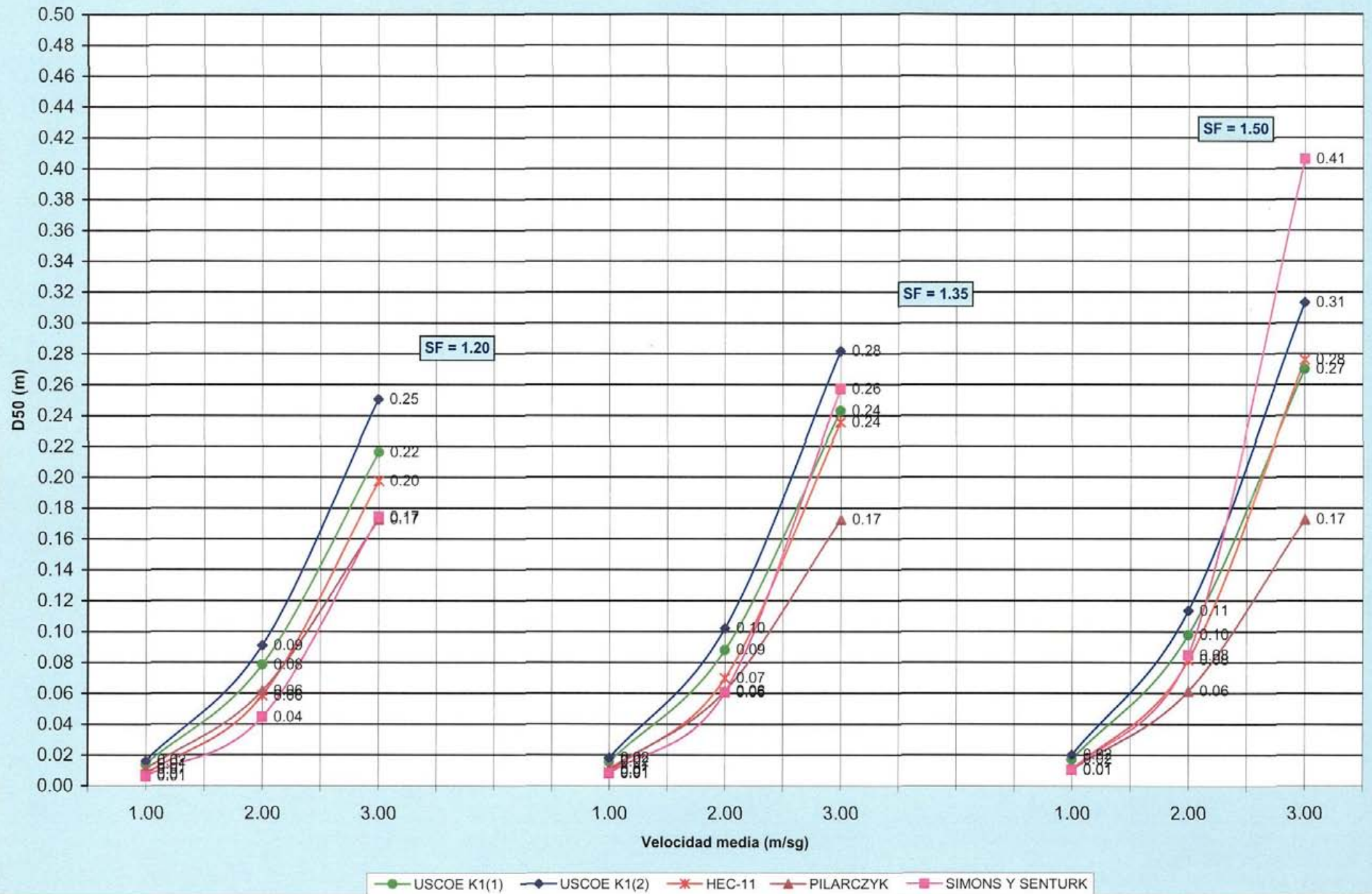


GRUPO C-3  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD 2.50 / 1    CALADO = 4.00 m

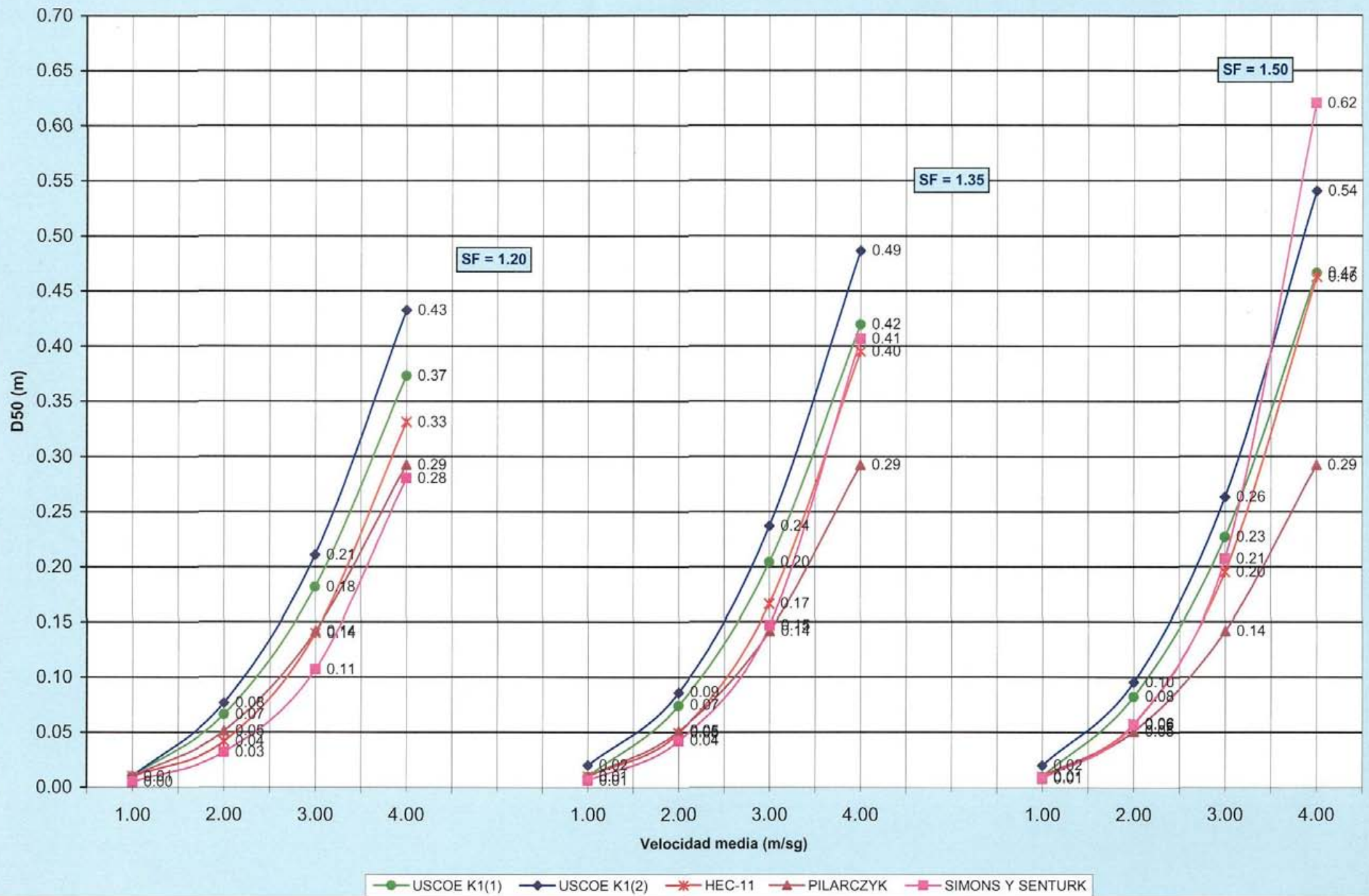




GRUPO C-3  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD 3.00 / 1    CALADO = 1.00 m

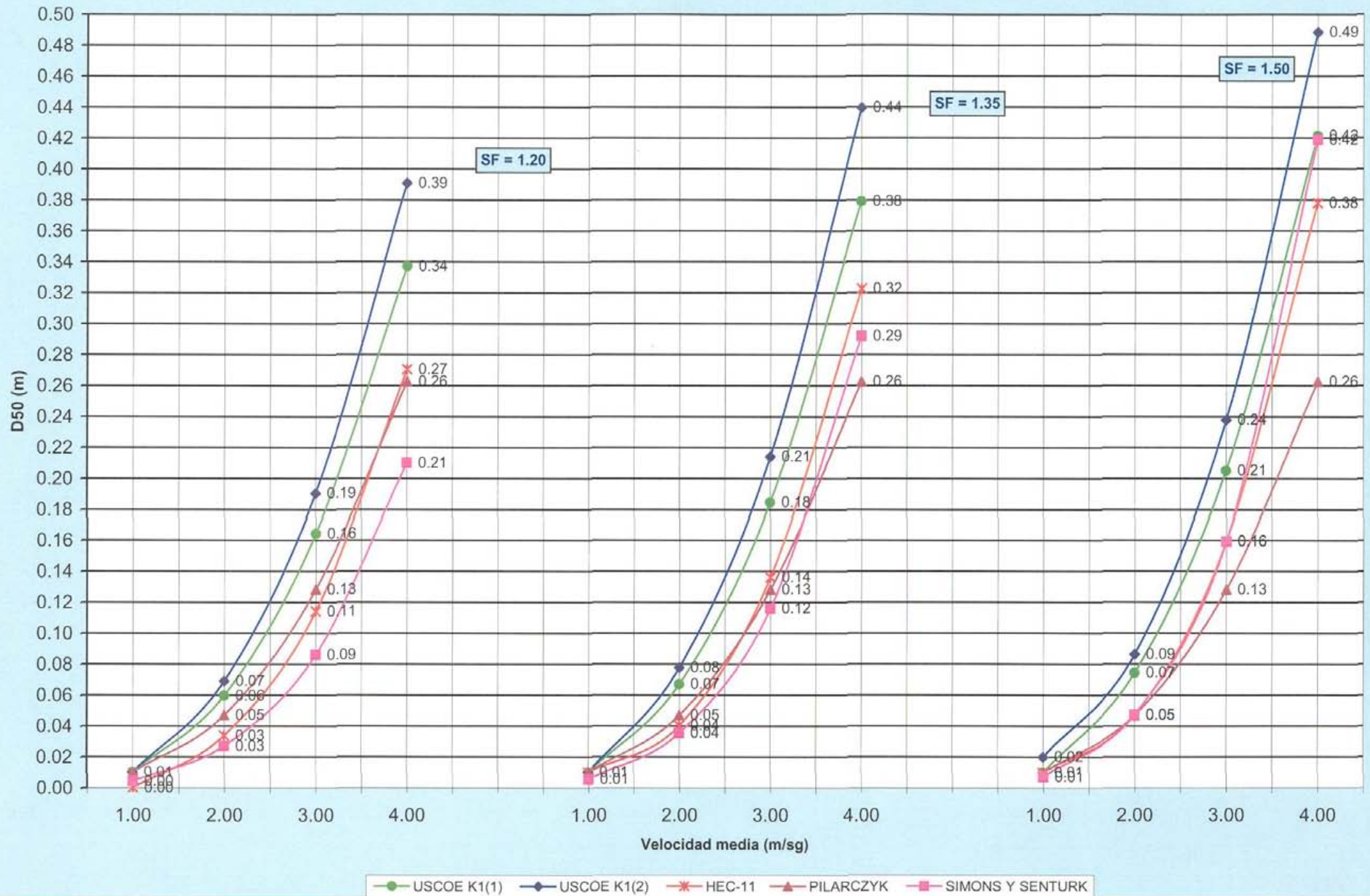


GRUPO C-3  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD 3.00 / 1    CALADO = 2.00 m





GRUPO C-3  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD 3.00 / 1    CALADO = 3.00 m



GRUPO C-3  
MÉTODOS: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS / HEC-11 / PILARCZYK / SIMONS Y SENTURK  
TALUD 3.00 / 1 CALADO = 4.00 m

